Projet de fin d'études

Etude parasismique du nouvel hôpital d'Obernai

FRESNEDA Olivier

Elève-ingénieur de 5ème année







INSA de Strasbourg – spécialité Génie Civil

REMERCIEMENTS

Durant ce projet de fin d'études dans l'agence SNC-Lavalin d'Illkirch, j'ai vécu une expérience riche à la fois professionnellement et humainement. C'est pourquoi je tiens à remercier toutes les personnes que j'ai pu rencontrer et notamment :

- Fabien Zago, responsable du département structure, qui m'a offert l'opportunité d'intégrer son bureau d'études pour travailler sur un projet très intéressant et qui m'a donné de précieux conseils.
- Cyrille Zaccomer, ingénieur structure et mon tuteur de PFE, qui s'est très investi pour partager ses connaissances et répondre à mes questions, ce qui a rendu cette expérience fort enrichissante.
- William Ho Tsai, ingénieur structure, pour sa disponibilité et ses explications
- Sebastion Arnold, Laurent Kohler Florent Vincent et Blandine Vogel, projeteurs, qui m'ont intégré chaleureusement dans la vie du bureau.
- Eric Feigenbrugel, chef de projet, avec qui j'ai travaillé sur ce projet

Je remercie également Saida Mouhoubi, enseignant-superviseur du PFE, qui m'a suivi et conseillé durant de projet.

RESUME :

Mon projet de fin d'études en Génie Civil s'est déroulé dans le service structure de l'agence SNC Lavalin d'Illkirch (67). Le projet a pour but la modélisation et le dimensionnement du nouveau centre hospitalier d'Obernai (67). Le bâtiment s'élève sur 4 niveaux et comprend un sous-sol partiel avec parking, un étage de soins, un hôpital de jour et un EHPAD. L'étude statique et dynamique au stade APD de la structure en béton armé du bâtiment a pour but de déterminer les dimensions des éléments porteurs suivant les exigences des normes Eurocodes. Les différentes dispositions à respecter dues au séisme ont fait l'objet d'une synthèse pour les éléments de contreventement (voiles) et les fondations (pieux). Leur méthode de dimensionnement pour une structure de classe de ductilité moyenne (DCM) est aussi exposée. Une double modélisation, sur Graitec Advance Design et sur Robot Structural Analysis, a permis de confronter les résultats dynamiques (analyse modale et sismique) et d'expliquer les disparités observables. Le but est de garder un avis critique sur les résultats obtenus d'une modélisation en vue de leur exploitation.

Mots clés : Béton armé, séisme, éléments finis, analyse modal et sismique, voiles de contreventement, interaction sol structure, fondations profondes, Eurocodes

Abstract:

My graduation project in civil engineering took place at the SNC Lavalin Illkirch (67) office in civil engineering department. The project focuses on the new Obernai hospital's construction (67). This four-floor building includes a basement with underground car park, a care floor, a day hospital and a retirement home. The structure is in reinforced concrete. At APD's (detailed preliminary sketch) step, the static and dynamic study's goal is sizing the load-bearing elements in order to ensure the building's stability and sustainability according to the Eurocodes standards' requirements. The different measures implemented due to the earthquake are summarized for shear walls and foundations (piles). Their design method in a DCM structure's case (most common) is also developed. A dual modeling, on Graitec Advance Design software and on Robot Structural Analysis software, confronts the dynamic results (modal and seismic analysis). We have explained the differences between both. The goal is to keep a critical eye on the modeling results for their future processing.

Keywords: reinforced concrete, earthquake, finite elements, modal and seismic analysis, shear wall, soil-structure interaction, pile foundation, Eurocodes

SOMMAIRE

TABLE DES ILLUSTRATIONS

TABLE DES TABLEAUX

INTRODUCTION

Lors d'un projet de construction, le risque sismique doit être pris en compte. Pour cela les normes de construction indiquent les dispositions à prendre pour que la structure soit « conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques […] sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique » [Eurocode 8-1 2.1(1)P].

J'ai effectué mon Projet de Fin d'Etudes au sein du service Structure du bureau d'étude SNC Lavalin d'Illkirch (67). Le sujet porte sur la conception structurelle du nouvel hôpital d'Obernai (67). Il conclut ainsi ma formation en génie civil à l'INSA se Strasbourg.

La construction d'un hôpital à Obernai (67) exige une conception parasismique de la structure. Cette étude fait appel à de nombreuses qualités d'un ingénieur structure. Ce sujet de projet de fin d'études conclut ainsi ma formation en génie civil. Il se déroule dans le service Structure du bureau d'étude SNC Lavalin d'Illkirch. Il porte sur l'étude parasismique du nouvel hôpital d'Obernai.

L'étude se décompose en plusieurs étapes. Afin de se familiariser avec le projet et de définir toutes les hypothèses du projet, on effectue le prédimensionnement statique de tous les voiles, poteaux, dalles et poutres du bâtiment. Cette première étape permettra également au bureau d'études fluides de réaliser une présynthèse des réseaux. La modélisation sur deux logiciels d'éléments finis, a pour but de recréer au mieux le comportement de la structure réelle. Une première approche sur un modèle simple et vérifiable manuellement a permis de comprendre le paramétrage des logiciels. Deux des bâtiments du projet sont ensuite modélisées. Une comparaison des valeurs caractéristiques obtenues (résultats modaux, efforts dans les éléments de contreventement et les fondations) nous permet d'émettre un avis critique vis-à-vis des calculs effectués et des résultats.

Enfin la dernière partie de l'étude porte sur le dimensionnement des éléments de contreventement et des fondations profondes à partir des torseurs issus des modélisations. Les voiles ont été dimensionnés et leur ferraillage déterminé suivant les Eurocodes 2 et 8. Le dimensionnement des pieux s'est déroulé en conformité avec les Eurocodes 7 et 8. Le ferraillage dans les pieux a été calculé grâce au diagramme d'interaction (N-M)

Ces calculs de dimensionnement sont accompagnés de synthèses sur les dispositions constructives exigées par les normes. Toutes les étapes de l'étude ont été réalisées en conformité avec des règles Eurocodes qui sont en vigueur actuellement.

I. PRESENTATION DE L'ETUDE

1. OBJET DE L'ETUDE

Le PFE porte sur l'étude d'un cas concret. Un prédimensionnement statique des poteaux, poutres et dalles du bâtiment est nécessaire à l'étude parasismique. Le but de pouvoir de modéliser la structure sur deux logiciels de calcul. L'analyse des résultats des deux cas est sujette à une réflexion. Les valeurs obtenues ne peuvent être directement prises pour acquis. Par ailleurs, la compréhension du paramétrage est importante. L'objectif est ainsi d'arriver à mettre en évidence la validité ou non des résultats des deux logiciels vis-à-vis du calcul manuel théorique. La suite de l'étude traite de l'exploitation des résultats sismiques : torseurs des voiles et réactions aux appuis. Le dimensionnement et les dispositions constructives pour les voiles et les pieux terminent l'étude sismique de la structure.

2. PROJET DU NOUVEL CENTRE HOSPITALIER D'OBERNAI



FIGURE 1 : PERSPECTIVE ARCHITECTE DU PROJET APS

Au stade de l'APD, les acteurs du projet sont :

Maître d'ouvrage : Centre hospitalier d'Obernai, opération conduit par La Soderec

Maître d'œuvre :

- Studio d'architecture Jean-Marie Martini (architecte)
- SNC-Lavalin (bureau d'études généraliste)*
- C2BI (économiste)
- OASIIS (BET environnemental)

** : présentation de l'entreprise SNC-Lavalin et de l'agence d'Illkirch en Annexe n°1*

Le projet consiste à réaliser un centre hospitalier sur la commune d'Obernai (67). Le bâtiment est un R+1 avec un niveau de sous-sol partiel (figures 2 à 5). Le programme comprend au sous-sol 60 places de parking, au RDC les secteurs hospitaliers et l'administration ; au R+1 l'hébergement EHPAD et au R+2 l'hébergement SSR (axonométrie fonctionnelle en Annexe n°2a). L'affaire est d'un montant global estimé à 20 M d'euros HT dont avec un macro-lot Structure de 5,1 M d'euros HT.



FIGURE 2 : PERSPECTIVE ARCHITECTE DU PROJET APD

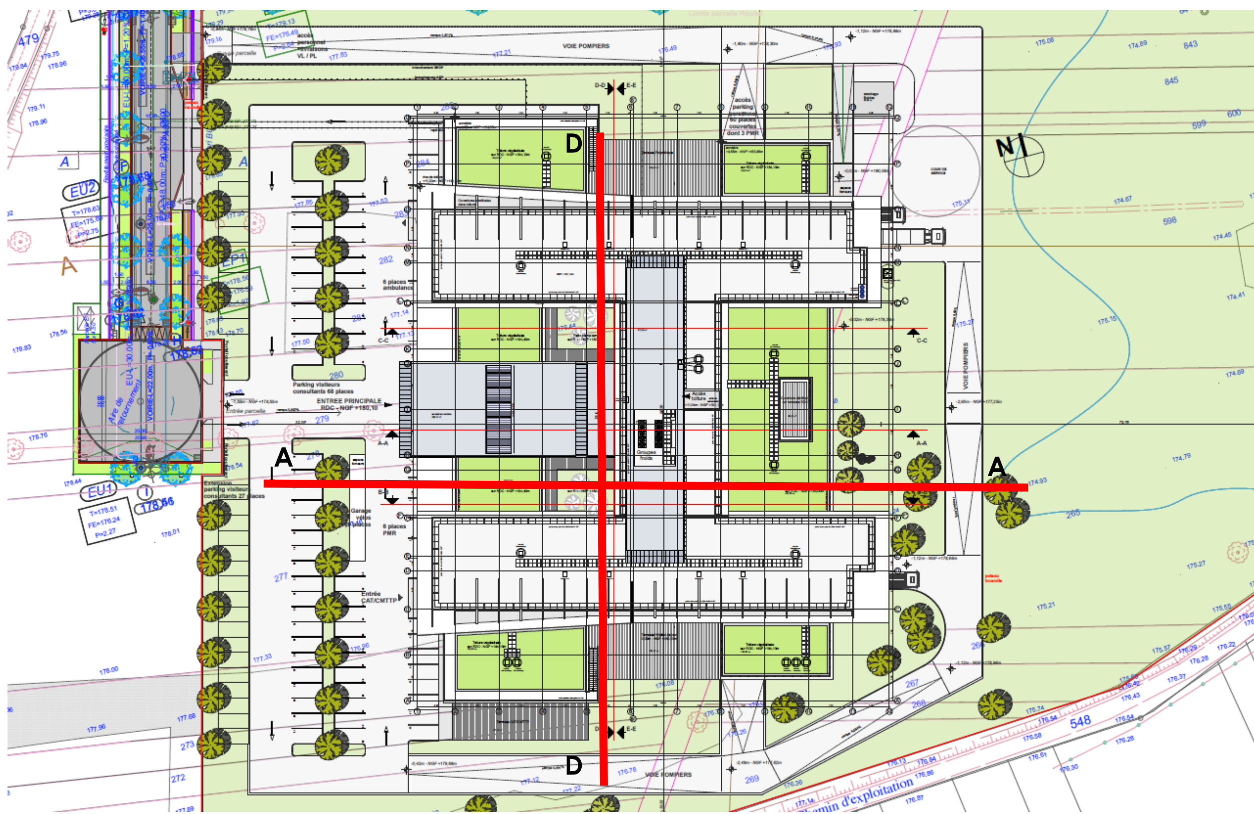


FIGURE 3 : PLAN MASSE APD

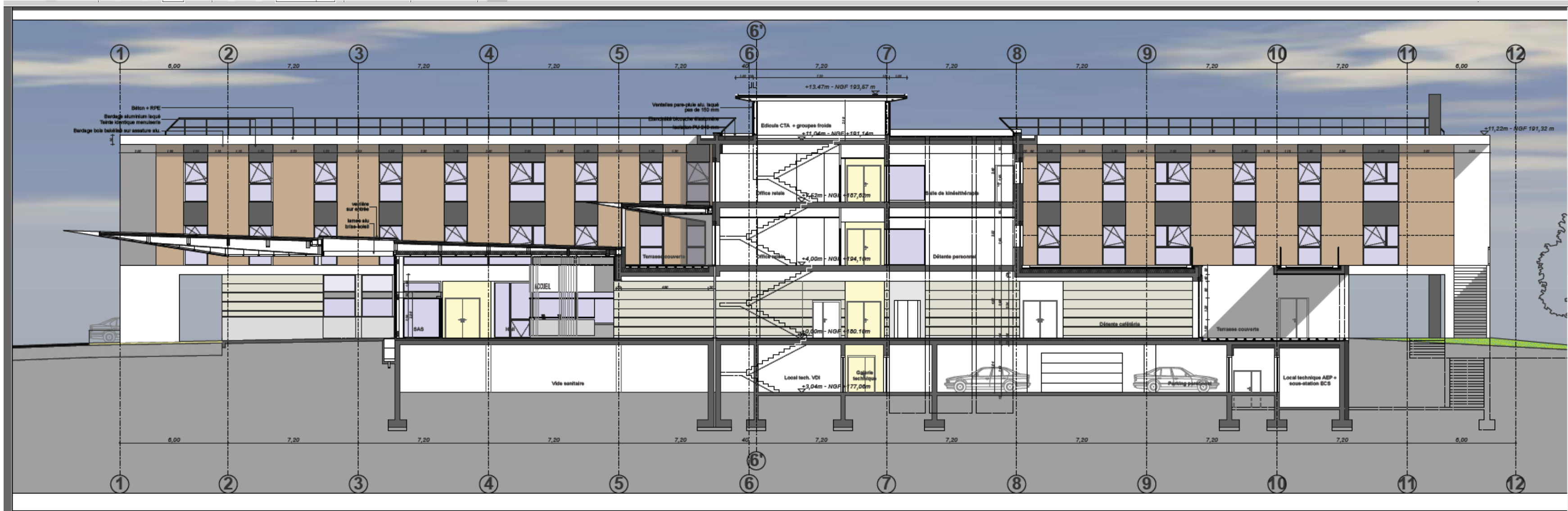


FIGURE 4 ; COUPE AA APD

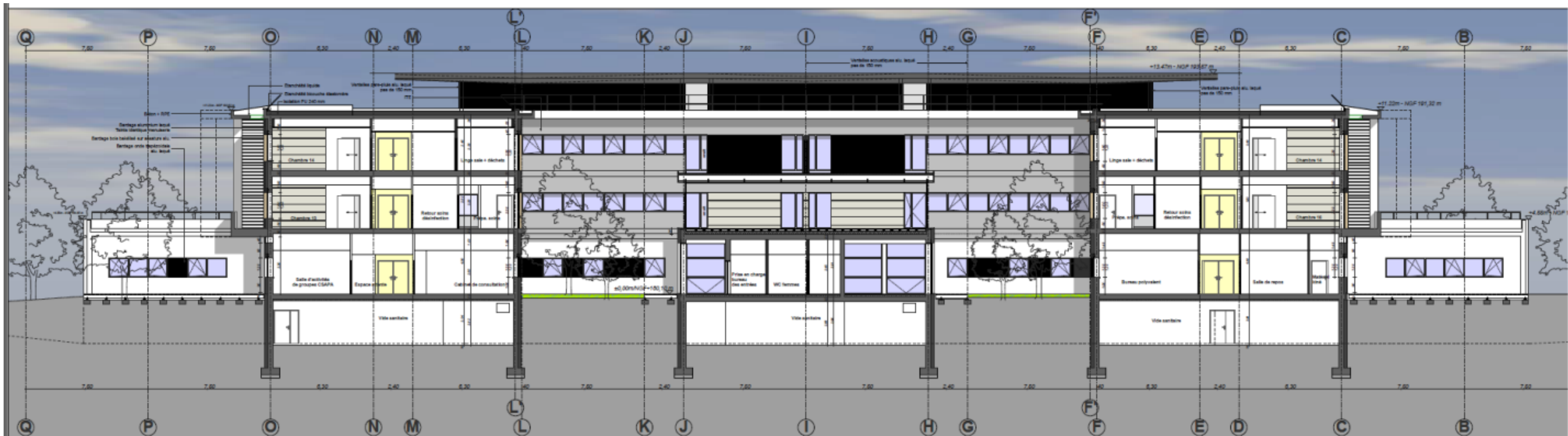


FIGURE 5 : COUPE DD APD

Nota : plans APD voir annexe n°2b

3. HYPOTHÈSES

3.1. REGLEMENTATION

L'étude se base sur la règlementation en vigueur. La phase de transition entre le PS 92 et l'Eurocode 8 s'est terminée le 31 décembre 2013. Le projet est étudié en respectant le corpus des normes européennes : les Eurocodes.

3.2. MATERIAUX

Les hypothèses sur les matériaux employés sont déterminées avec les Eurocodes.

- Béton C30/37

$f_{ck} = 30$ MPa
$f_{cm} = f_{ck} + 8$ $\quad f_{cm} = 30 + 8$ $\quad f_{cm} = 38$ MPa
$\gamma_c = 1{,}5$
$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ $\quad f_{cd} = \frac{30}{1.5}$ $\quad f_{yd} = 20 \text{ MPa}$
$f_{ctm} = 2.9$ MPa
$E_{cm} = 33$ GPa

- Acier

E500 B
$f_{yk} = 500$ MPa
$\gamma_s = 1{,}15$
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ $\quad f_{yd} = \frac{500}{1.15}$ $\quad f_{yd} = 435 \text{ MPa}$, en situation accidentelle, $f_{yd} = 500 \text{ MPa}$
$E_s = 200$ GPa

3.3. CHARGES

3.3.1. CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes des équipements spécifiques ont été définies d'après les données fournies par les fabricants et fournisseurs.

Les valeurs sont détaillées en Annexe n° 3.

3.3.2. CHARGES D'EXPLOITATION

L'Eurocode 1 classe les espaces en différentes catégories selon leur fonction, usage. Elles définissent la valeur des charges d'exploitation et les valeurs des coefficients de sécurité à considérer. On trouve ici des zones de classes A assimilées à des espaces d'habitation, d'autres de classe C car on se trouve dans un ERP, des espaces de stockage et de locaux techniques ou

d'autres spécifiques aux fonctions de l'on trouve au sein du centre hospitalier. Ces valeurs respectent les exigences des Eurocodes et sont dans certains cas majorées selon la volonté du maître d'ouvrage.

Les valeurs sont détaillées en Annexe n° 4.

3.3.3. Neige

Le site du projet est en région A2 à une altitude inférieur à 200m, la charge de neige caractéristique vaut : sk = 65 daN/m². [EC1-3]. La neige est l'action dominante pour les zones de toiture.

3.3.4. Vent

Le site est en rugosité IIIa et région 2. Les coefficients d'orographie, de direction et de saison sont pris égaux à 1. La vitesse de vent de référence su vent est de : $v_{b,0}$ = 24 m/s [EC1-4].

3.3.5. Seisme selon l'Eurocode 8

La localisation du projet et le type de bâtiment permettent de définir les paramètres sismiques :

- Zone de sismicité modérée (zone 3)
- Accélération maximale correspondant à un sol référence de type A (sol de type rocheux) a_{gr} = 1,1 m/s²
- Catégorie d'importance du bâtiment IV [EC8-1 tableau 4.3] (Annexe n°5)
- Coefficient d'importance γ_I =1,4

D'où

$$a_g = a_{gr} * \gamma_I = 1{,}1*1{,}4$$
$$a_g = 1{,}54 \text{ m/s}^2$$

- En l'absence de rapport de mission géotechnique G2 AVP, on prend en compte un sol de classe C, soit un paramètre de sol S égal à 1,5.

- Coefficient de comportement pour les actions sismiques horizontales q : le coefficient de comportement permet de considérer la réponse à l'accumulation d'énergie d'une structure hyperstatique. Il exprime ainsi la dissipation de l'énergie suivant le type de structure. Plus celui-ci est élevé, plus il y a d'énergie est dissipée. Les efforts qui transitent dans la structure sont moins importants.

  - Le coefficient de comportement dépend du matériau et du mode de contreventement du bâtiment. Pour des structures en béton armé, l'Eurocode 8 propose le classement suivant pour décrire le type de contreventement :

- Système à ossature : portiques
- Murs couplés : deux murs dans le même plan sont reliés par un linteau qui réduit les moments en pied de murs de 25%
- Système à noyau : 4 murs pleins liés qui créent une forte résistance à la torsion.
- Contreventement mixte : contreventement assuré par un système de portiques et un système de murs. Les éléments porteurs de la descente de charge statique et de contreventement ne sont pas les mêmes.
- Système en pendule inversé : lorsque plus de 50 % de la masse se trouve dans le tiers supérieur du bâtiment.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles qui assurent aussi la descente de charges statiques. Par ailleurs les linteaux du bâtiment sont très susceptibles d'être traversés par des réservations, surtout dans le cas d'un hôpital où de nombreux fluides circulent. La liaison rigide des linteaux reliant les murs couplés et réduisant ainsi les moments en pied de murs de 25% n'a de ce fait pas été vérifiée. On considère donc un système de murs non couplés.

- Ductilité à considérer : l'annexe nationale de 2013 n'autorise pas l'usage de la DCL. D'autre part, la DCH a des critères applicables seulement Antilles. C'est pourquoi pour un projet en métropole, on choisit quasiment toujours la DCM.

Pour un système de murs, le coefficient de comportement dépend

- d'une valeur de base q_0 qui est fonction de la structure du bâtiment et de sa ductilité [tableau 5.1] (Annexe n°6)
- d'un coefficient). kw qui exprime le mode de rupture prépondérant de la structure, il dépend de la géométrie des voiles de contreventement.

Nota : La valeur de q_0 nécessite la détermination de α_u et α_1. À ce stade du projet, ce calcul n'est pas envisageable car il nécessite de connaître la structure exacte or celle-ci n'est pas encore totalement figée. On se base sur des valeurs forfaitaires indiquées dans l'Eurocode 8 selon le type de contreventement utilisé.

De plus, dans la plupart des cas, nous ne sommes pas en bâtiment courant. De par sa géométrie globale, il n'y a pas lieu de chercher à vérifier la régularité du bâtiment. En effet, un de ces critères est que les voiles du bâtiment soient continus des fondations au sommet du bâtiment. La présente d'un parking souterrain rend ici la chose impossible. Dans toute l'étude qui suit, il sera donc considéré comme irrégulier. La valeur de q_0 (donnée dans le tableau 5.1) est alors diminuée de 20% [5.2.2.1.(3)] pour un bâtiment régulier.

Comme le bâtiment a une ductilité moyenne et est formé de murs non couplés : $q_0 = 0.8 * 3.0$ soit $q_0 = 2.4$.

$q = q_0 * k_w > 1.5$

De plus $k_w = \frac{(1+\alpha_0)}{3}$

Sachant que : $\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}}$ (h_{wi} et et l_{wi} respectivement hauteur et longueur du mur i), on peut retrouver ces valeurs rapidement à l'aide du modèle numérique réalisé. On obtient dans le cas du bloc n°2, $\propto_0 = 0{,}80$.

$$q = (0{,}8 * 3{,}0) * \frac{(1 + 0{,}8)}{3}$$

$$q = 1{,}44$$

Le coefficient de comportement est inférieur à 1.5, valeur minimale que donc on retiendra.

- Spectre de réponse : tous les coefficients définis précédemment permettent de prendre en compte des différents facteurs influents sur la valeur de l'action sismique. On peut alors calculer l'accélération de calcul S_d qui agit sur le bâtiment dans une direction en fonction de la période T propre au bâtiment. Dans de cas du projet, ce spectre d'accélération est décrit dans la figure 6 ci-dessous. La valeur sur le palier est de 3,85 m/s².

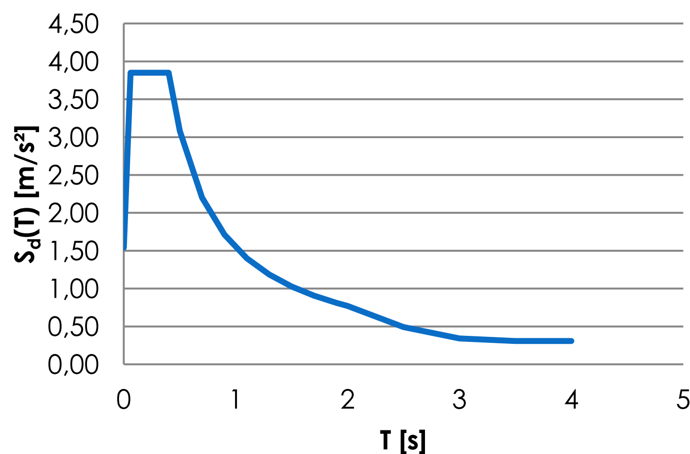


FIGURE 6 : SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL

3.4. REPERAGE DES JOINTS DE DILATATION

Afin de prendre en compte les déformations du béton dues au retrait, fluage et aux variations thermiques, la norme recommande [EC2-1-1AN Clause 2.3.3 (3) NOTE] que la structure soit divisée en blocs indépendants. Sur le site d'Obernai (67) situé dans l'Est de la France, la plus grande dimension des blocs en plan ne doit pas dépasser 35 m. le bâtiment est ainsi divisé en six blocs séparés par des joints de dilatations. Ils sont repérés sur les plans de RdC et du R+1 sur les figures 7 et 8. Les ailes Nord Est et Sud Est ont une longueur supérieure à 35 m. elles ne respectent pas les longueurs maximales préconisées. Cependant, compte tenu du fait que le bâtiment est isolé par l'extérieur, il sera faiblement soumis aux variations thermiques. La mise en place d'une bande de clavetage qui sera refermée après que le béton ait effectué la majeure partie de son retrait suffit à contrôler les déformations et éviter l'apparition de fissures préjudiciables.



FIGURE 7 : REPERAGE DES JOINTS DE DILATATION : NIVEAU RDC

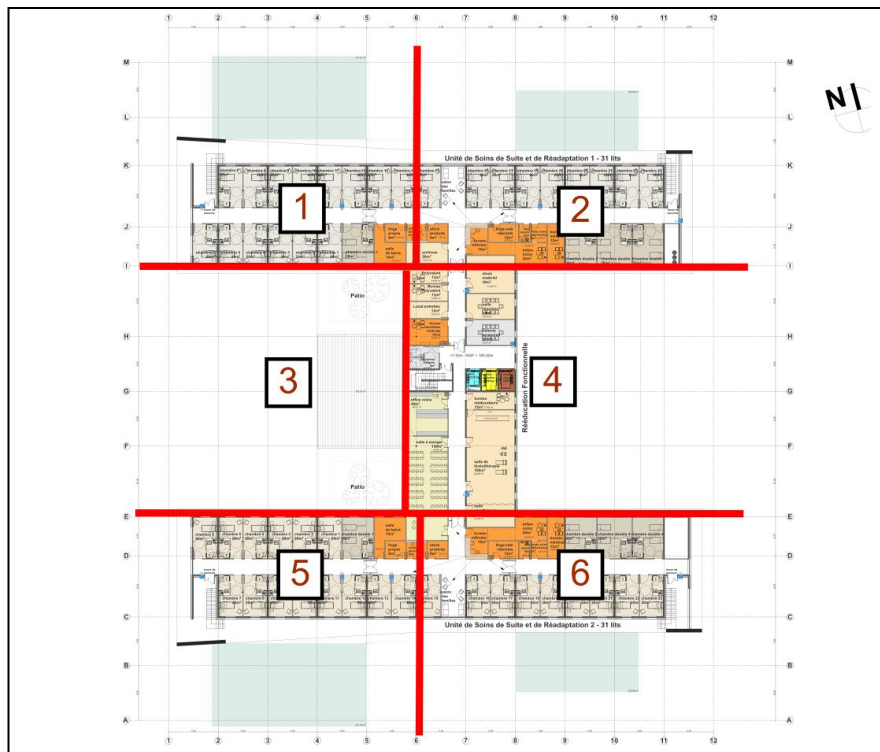


FIGURE 8 : REPERAGE DES JOINTS DE DILATATION : NIVEAU R+1

II. MODELISATION ET RESULTATS

1. MODELISATION

1.1. INTRODUCTION

Pour la modélisation aux éléments finis des blocs du projet, les logiciels utilisés sont Graitec Advance Design et Autodesk Robot Structural Analysis. Ils permettent de calculer les efforts internes d'une structure soumise à différents types de chargements.

Chaque bloc ainsi défini précédemment a un comportement dynamique indépendant des autres. Dans un premier temps nous allons nous intéresser au bloc numéro 1. Ce bloc englobe une partie du parking souterrain et d'une aile du bâtiment. Les parkings souterrains, de par leur fonction n'admettent que peu de voiles. Or la problématique au niveau de la résistance sismique est que les poteaux ne transmettent pas de charge horizontale. Il est donc nécessaire d'avoir suffisamment de voiles à chaque niveau pour pouvoir descendre l'action sismique aux fondations. Les fondations sous ces voiles seront plus sollicitées et c'est au niveau de celles-ci que l'on peut s'attendre a avoir le plus de sollicitations en compression mais aussi en traction. Ces valeurs sont primordiales pour le projet car suivant l'effort d'arrachement que l'on obtient, cela défini de type de fondations. S'il est nécessaire de faire des fondations profondes, cela a un impact non négligeable sur le coût et la réalisation du projet.

1.2. PARAMETRAGE DES LOGICIELS

Tous les éléments de la structure ne sont pas liaisonnés par des encastrements parfaits. Il est donc nécessaire de gérer les différents relâchements au niveau des liaisons entre les différents types d'éléments. Comme le contreventement est assuré par les voiles, il n'est pas nécessaire de crées des systèmes de portique. On peut mettre des relaxations en tête et pied de voile. Les poteaux sont bi-rotulés en RY et RZ (repère local de l'élément). Les poutres sont bi-rotulées en RY et leurs extrémités sont encastrées de 50 cm dans les voiles pour considérer la rigidité de la liaison avec le voile. Le bloc n°5 est modélisé avec les mêmes hypothèses sur Robot et Graitec (figures 9 et 10).

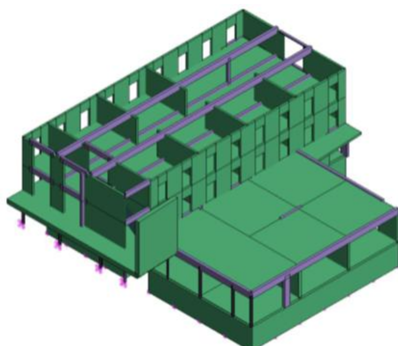


FIGURE 9 : VUE DU BLOC N°5 SUR GRAITEC

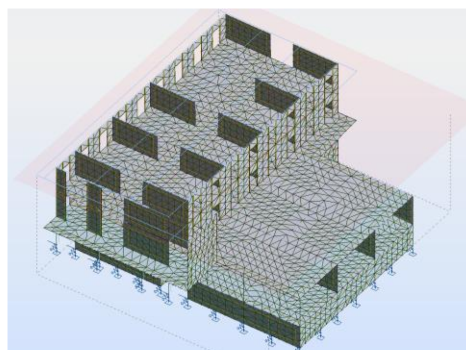


FIGURE 10 : VUE DU BLOC N°5 SUR ROBOT

Sur Advance Design, les codes des chargements permettent de les identifier pour réaliser des combinaisons de cas de charge. En codant un fichier .cbn ont peut ainsi tester toutes les combinaisons de Newmark associées aux autres chargements pour étudier les combinaisons d'action : ΣGk,j + ΣψE,i Qk,i [EC 8-1 3.17] où ψE,i = φ*ψ2i [4.2]

Suivant l'EC8 [4.3.3.3.2], les méthodes de combinaison des composantes sismiques dans chaque direction doivent être effectuées suivant le critère suivant :

Pour deux modes i et j, ils sont considérés indépendants si leurs périodes vérifient Tj < 0.9 * Ti [4.15].

- SRSS : somme quadratique des composantes : $\pm\sqrt{\sum S_i{}^2}$ [4.16]. Elle est utilisée lorsque les modes sont indépendants.
- CQC : combinaison quadratique complète : $\pm\sqrt{\sum_i \sum_j \beta_{ij} S'_i S'_j}$. Elle est utilisée lorsque les modes sont dépendants.

Dans le cas du projet, les modes sont dépendants, les modes sont combinés suivant en combinaison quadratique complète

1.2.1. MAILLAGE

Le maillage de type Delaunay crée des triangles à 3 ou 6 nœuds. Une option consistant à utiliser la méthode de Kang permet de mailler plus finement des zones.

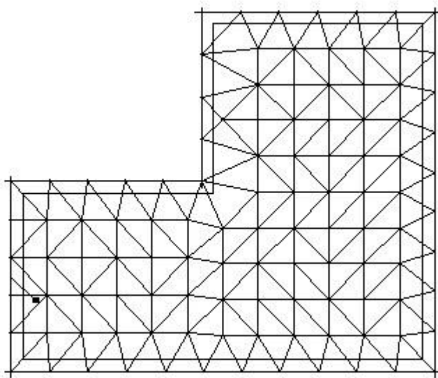


FIGURE 11 : EXEMPLE TYPE DU MAILLE DELAUNAY*

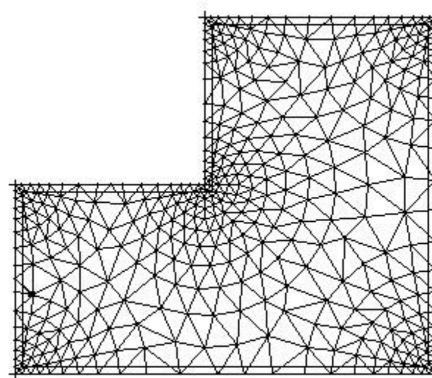


FIGURE 12 : EXEMPLE TYPE DE L'OPTION KANG*

Le maillage de type Coons consiste à diviser les bords opposés en un nombre égal de segments. Les éléments peuvent être des triangles ou des quadrangles. Le maillage est alors régulier sur tout l'élément.

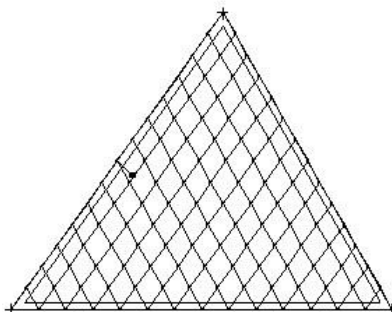


FIGURE 13 : EXEMPLE TYPE DU MAILLAGE DE COONS*

Dans le cas de cette étude, le bâtiment est analysé dans son ensemble. Or mailler finement est intéressant lorsque l'on s'intéresse à des phénomènes locaux, ce qui n'est pas le cas ici. Mailler des zones finement, n'aurait pour effet que d'alourdir les calculs. Cependant, le maillage de Coons n'est pas adapté à notre cas car le rapport des longueurs des éléments n'est pas constant. Il a donc été retenu de mailler avec le maillage de type Delaunay qui s'adapte le mieux à la géométrie du modèle. Pour garder un équilibre entre précision et lourdeur de calcul, la longueur des éléments a été fixée à 0.4m. Pour le bloc n°2, qui sera étudié par la suite, on obtient un modèle composé de 314 éléments (dont 73 filaires), le maillage a 35335 nœuds chez Robot et 35476 nœuds chez Graitec(0.4 % de différence). Cette dimension est importante car elle doit permettre d'éviter les incohérences de maillage. De plus, comme les torseurs en pied de voiles sont calculés au niveau de la première demi-maille basse, plus la maille est petite et plus le calcul sera effectué proche de la base du voile. Le torseur sera alors plus juste notamment sur la valeur du moment.

* source des figures : manuel d'utilisation Autodesk Robot : docs.autodesk.com/RSA/2013/FRA/

1.3. CHOIX DU NOMBRE DE MODES

Il est nécessaire qu'au moins 90% de la masse totale du bâtiment soit excitée. Si tel n'est pas le cas, il faut pouvoir s'assurer que tous les modes compris dans le mode résiduel n'excitent moins de 5% de la totale du bâtiment. [EC8-1 4.3.3.3.1(3)].

2. ETUDE D'UN CAS SIMPLE

La taille et la complexité d'un modèle augmentent le risque d'erreurs de saisie pour l'utilisateur et aussi de calcul pour le logiciel. Ainsi une comparaison sur une première structure simple permet de les minimiser. On peut obtenir rapidement des résultats qui peuvent être corrélés à des calculs manuels.

2.1. STRUCTURE MODELISEE

Une dalla rectangulaire de 12 m par 6 m et d'épaisseur 25 cm est posée sur six voiles (largeur : 2 x 3m sur les longs côtés et 2m sur les petits côtés, hauteur 3m, épaisseur 20 cm). Les voiles ne sont disjoints afin d'éviter toute interaction entre eux (figures 14 et 15). Les voiles sont articulés en tête. Les appuis de la structure sont élastiques en translation (raideur horizontale : 200 000kN/m, raideur verticale : 1 000 000 kN/m) et avec 3 degrés de liberté en rotation. On place un appui ponctuel sous les deux angles en pied de chaque voile. Lors de l'étude d'un voile, on les nommera par la suite appui 1 et appui 2

FIGURE 14 : VUE ROBOT DE LA STRUCTURE SIMPLE

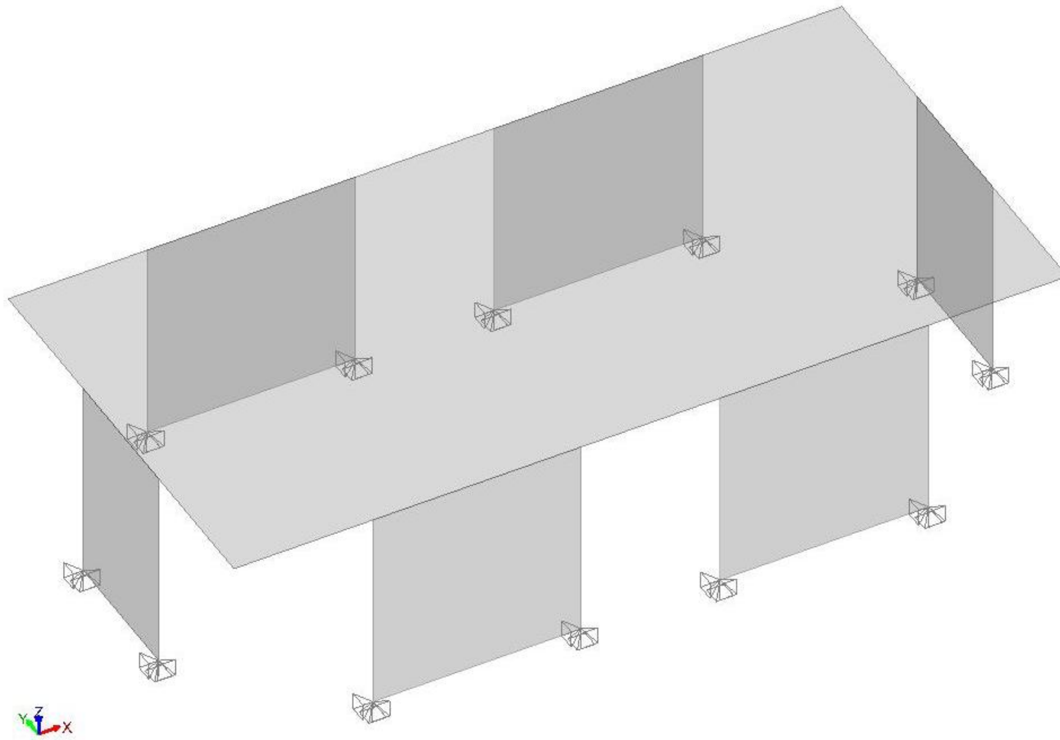


FIGURE 15 : VUE GRAITEC DE LA STRUCTURE

Les conditions sismiques sont les suivantes :

- sol de classe C,
- zone modérée,
- bâtiment de classe IV,
- q = 1.5.
- Analyse sismique sur Robot 2014 : NF EN 1998-1/NA:2007 19 juillet 2011

.

2.2. RESULTATS

Après un premier calcul, une analyse modale avec 10 modes permet d'exciter plus de 90% de la masse. On obtient les résultats sismiques et modaux suivants (tableau 1). On compare ces résultats avec une vérification manuelle des valeurs.

- Résultats modaux

	Robot	Graitec	Ecart / Robot
Période du mode principal x | y	0.07 s | 0.11 s	0.07 s | 0.11 s	**0 %**
% masse modale x | y	96.13 | 89.75	96.45 | 91.13	**0.32 | 1.38 points**

TABLEAU 1 : RÉSULTATS MODAUX

Les résultats modaux concordent.

- Données de la structure

	Epaisseur	Surface
1 dalle	0,25 m	12 * 6 = 72 m²
4 voiles	0,20 m	3 * 3 = 9 m²
2 voiles	0,20 m	2 * 3 = 6 m²

TABLEAU 2 : DONNÉES GÉOMÉTRIQUES

La masse totale de la structure est de 688 kN. Dans les deux directions, nous sommes sur le palier du spectre. $S_d(T)$ vaut 3.85 m/s². la somme des efforts tranchants en pied de voile dans le sens X vaut 251 kN et dans le sens Y vaut 238 kN.

D'après les torseurs calculés par Graitec, on a la somme des efforts tranchants suivant l'axe X, soit la somme des efforts tranchants dans les voiles du grand côté. De même, la somme des efforts tranchants suivant l'axe Y, soit deux fois l'effort tranchant dans le voile du petit côté, correspond à l'effort sismique suivant Y.

- Séisme X

	Robot	Graitec	Manuelle
Appui 1	**36 kN**	53 kN	55 kN
Appui 2	**32 kN**	46 kN	55 kN
Mz	**91 kN.m**	129 kN.m	130 kN.m
Txy	**43 kN**	62 kN	63 kN
Somme FX	**173 kN**	248 kN	251

TABLEAU 3 : RÉSULTATS SISMIQUES SOUS EX

- Séisme Y

	Robot	Graitec	Manuelle
Appuis 1 et 2	**98kN**	149 kN	165 kN
Mz	**171 kN.m**	257 kN.m	329 kN.m
Txy	**75 kN**	114 kN	260 kN
Somme FY	**151 kN**	230 kN	238

TABLEAU 4 : RÉSULTATS SISMIQUES SOUS EY

Sur Robot 2014, l'analyse sismique choisi est : NF EN 1998-1/NA:2007 19 juillet 2011. On remarque que les efforts dans la structure de Robot sont environ 40 à 50 % plus faibles que chez Graitec. Dans cette analyse, q est le seul paramètre dont la valeur est modifiable. Mais cela ne signifie pas que l'erreur provient de la valeur de ce coefficient. Cependant, si on utilise les autres types d'analyse (Analyse sismique EN 1998-1-1 :2004, Analyse sismique EN 1998-1-1 :2004-General), n'importe lequel sur ARSAP 2013 (quelque soit le type d'analyse) et Graitec Advance Design 2014, les résultats convergent. Il doit donc y avoir une erreur de paramétrage d'un des coefficients de calcul.

Avec l'analyse sismique EN 1998-1-1 :2004-General, on entre manuellement des valeurs du spectre (TB, TC, TD), le paramètre de sol S et l'accélération horizontale a_{vg}. On obtient des résultats des tableaux 5 et 6.

- Séisme X

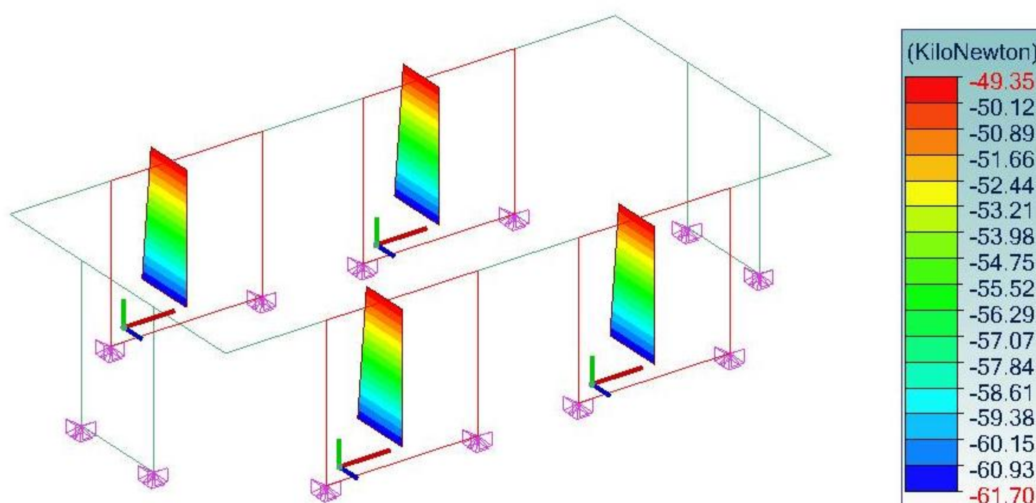


FIGURE 16 : CISAILLEMENT EX DANS LES VOILES N°1 CHEZ GRAITEC

	Robot	Graitec	Manuelle
Appui 1	54 kN	53 kN	55 kN
Appui 2	49 kN	46 kN	55 kN
Mz	128 kN.m	129 kN.m	130 kN.m
Txy	66 kN	62 kN	63 kN
Somme FX	277 kN	248 kN	251

TABLEAU 5 : RÉSULTATS SISMIQUES SOUS EX

Les valeurs correspondent.

- Séisme Y

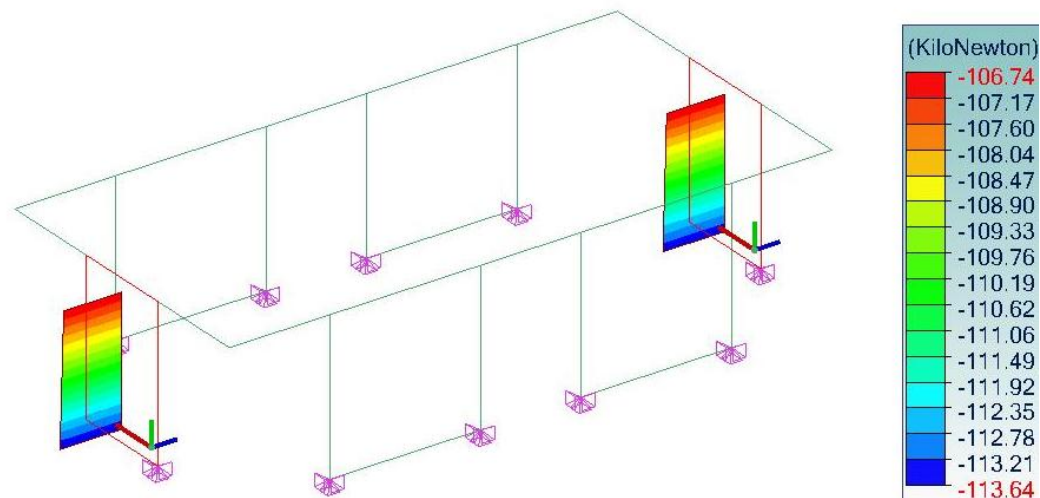


FIGURE 17 : CISAILLEMENT EY DANS LES VOILES N°2 CHEZ GRAITEC

	Robot	Graitec	Manuelle
Appuis 1 et 2	141kN	149 kN	165 kN
Mz	240 kN.m	257 kN.m	255 kN.m
Txy	112 kN	114 kN	119 kN
Somme FY	268 kN	230 kN	238

TABLEAU 6 : RÉSULTATS SISMIQUES SOUS EY

Les valeurs correspondent.

- N sous poids propre

On calcule la descente de charge sur les appuis. Les voiles de 9 m² reprennent 13.5 m² de dalle et les voiles de 6 m², 9 m² de dalle (tableau 7).

	Robot	Graitec	Manuelle
Voile petit côté (6 m²)	**-51 kN**	-84 kN	-86 kN
Voile grand côté (9 m²)	**-51 kN**	-122 kN	-129 kN

TABLEAU 7 : EFFORT NORMAL EN PIED DE VOILE SOUS N

On note une valeur faible chez Robot.

	Graitec		**Robot**	
	Appuis élastiques	Appuis rigides	Appuis élastiques	Appuis rigides
Coupe haute	-85.11	-85.18	-83,20	-84,08
Coupe milieu	-103.40	-103.48	-104,78	-103,41
Coupe basse	-121.68	121.77	**-94,33**	-116,27

TABLEAU 8 : EFFORT NORMAL DANS LE VOILE N°1 SOUS EFFET DU POIDS PROPRE SEUL

On note tout d'abord que sous appuis rigides, Robot admet une valeur plus basse de 10% par rapport au calcul manuel. Cela peut provenir d'un effet local de concentration de contraintes que le logiciel a du mal à gérer.

Sur Robot, lorsque l'on modélise une structure sur appuis élastiques, on trouve une erreur dans les résultats réduits pour les panneaux en contact avec les appuis : la valeur de l'effort normal n'est pas cohérente sur la coupe en pied de voile. Elle est plus faible que sur la coupe à mi-hauteur, qui elle est cohérente. De plus elle en correspond pas à la cartographie qui elle est juste. Lorsque l'on modélise la structure avec des appuis rigides rotulés (3 degrés de liberté), on retrouve des valeurs d'efforts normaux cohérentes en pied de voile. Les autres résultats sont sinon très proches.

Sur Robot il faut aussi utiliser une autre analyse sismique que la NF EN 1998-1/NA:2007 19 juillet 2011. Il faut prendre les efforts normaux de résultats réduits avec précaution.

La modélisation sur Graitec propose de bons résultats dynamiques. Les valeurs des résultats modaux et sismiques sont très proches de ceux obtenus par le calcul manuel.

3. PREMIERS RESULTATS SUR LE BLOC N°6 :

Une première modélisation rapide d'un bloc situé sur le parking nous renseigne sur l'ordre de grandeur des réactions d'appui maximales sous charge sismique. Elle peut ainsi orienter sur les types d'essais géotechniques à réaliser lors des études de sol.

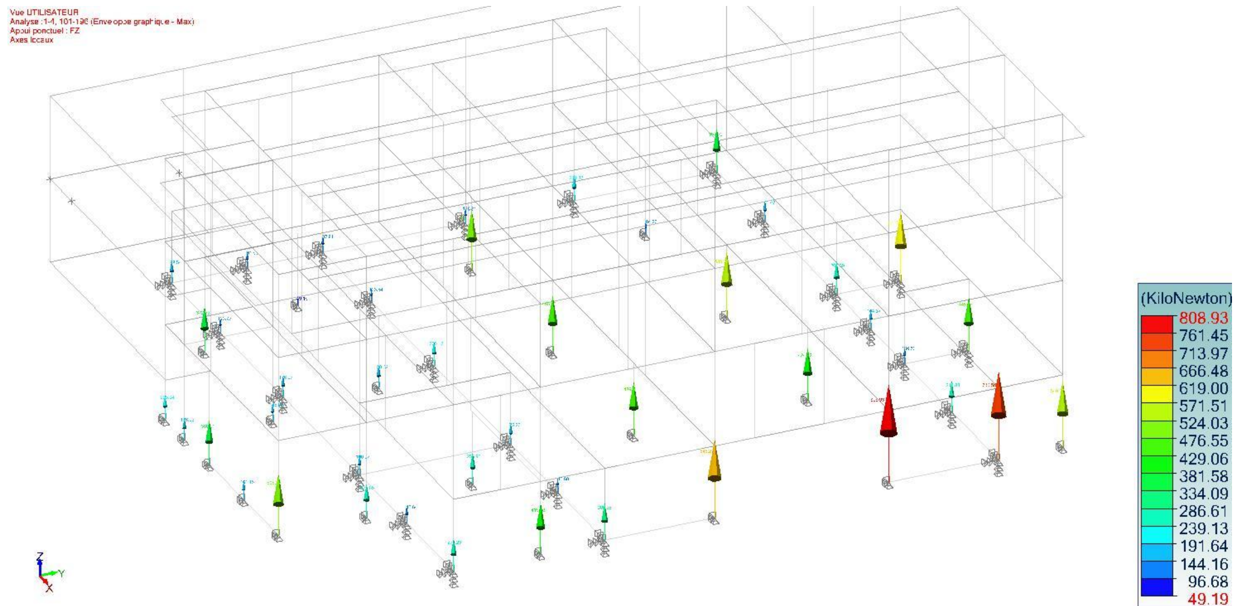
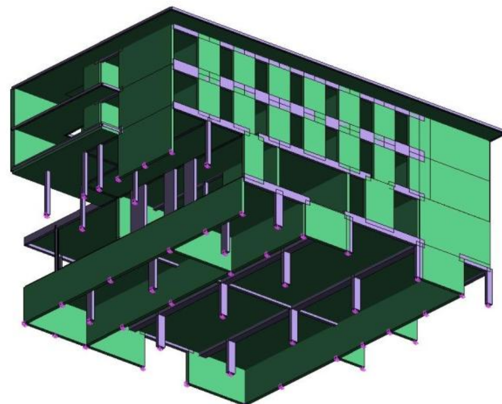


FIGURE 18 : VALEURS D'ARRACHEMENT MAXI AUX APPUIS

On obtient des valeurs importantes de l'ordre de 800 kN en traction. Ces résultats semblent nous orienter vers un système de fondations profondes par pieux. En effet, pour reprendre l'effort d'arrachement, les pieux mobilisent un effort de frottement sur toute leur surface périphérique, ce qui est impossible avec des semelles superficielles.

FIGURE 19 : VUE GRAITEC DU BLOC 6 AVEC LES POTEAUX EN SOUS-SOL



Le choix de fondations profondes implique la prise en compte de l'interaction sol-structure spécifique à ce type de fondations [EC8-5 6.]. Il se matérialise par la mise en place d'appuis élastiques qui possèdent une certaine raideur en translation. Ils restent en revanche articulés autour des trois axes car aucun élément de structure n'est encastré en pied.

4. RESULTATS COMPARATIFS DU BLOC N°5

La structure du bloc n°5 a rapidement été figée. Une première étude sur ce bloc permet d'analyser le comportement d'une structure sous sollicitations dynamiques, il faut avoir connaissance de ses paramètres modaux : fréquences propres, modes propres et coefficients modaux d'amortissement. On étudie aussi l'influence de certains paramètres : types d'appuis et liaisons dalle-voile.

4.1. CAS N°1: LIAISON DALLE-VOILE ENCASTREE ET APPUIS RIGIDES

En modélisant une structure sur appuis rigides rotulés (trois degrés de liberté en rotation) et dont les liaisons entre les porteurs horizontaux et verticaux sont considérées encastrées, on a une structure très rigide. Celle-ci évacue que très peu d'énergie et les efforts en pied sont alors importants.

Logiciel	Graitec	Robot
Appuis	Rigides	Rigides
Liaisons voile-dalle	Encastrements	Encastrements
Coefficient de comportement	1,5	1,5
Nombre de modes	50	50
Amortissement [%]	4,00	4,00
Période X [s]	0,10	0,11
% de masse modale excitée	25,94	29,76
Période Y [s]	0,09	0,10
% de masse modale excitée	29,61	48,58
Résiduel X [%]	34,92	9,58
Résiduel Y [%]	26,00	4,85
Arrachement maxi [kN]	420	416
Compression maxi [kN]	1873	1793
Déplacement maxi suivant X [cm]	0,32	0,30
Déplacement maxi suivant Y [cm]	0,22	0,20

TABLEAU 9 : COMPARAISON DE LA STRUCTURE SUR APPUIS RIGIDES SANS RELACHEMENT DANS LES VOILES

Les deux logiciels donnent des résultats très proches sur toutes les valeurs. On note qu'avec des valeurs d'arrachement de l'ordre de 420 kN, le choix de fondations profondes semble s'imposer.

4.2. CAS N°2 : LIAISON DALLE-VOILE ARTICULEE ET APPUIS RIGIDES

Le fait de relâcher les liaisons entre les voiles et les dalles est une approche beaucoup plus réaliste. Les chainages réalisés ne forment pas des encastrements parfaits mais des appuis rotulés. Ces relâchements confèrent une légère souplesse supplémentaire à la structure. La masse excitée est légèrement plus importante. Les fréquences de vibration ne variant quasiment pas. Ces dispositions suppriment l'apparition d'effets parasites qui sont une source d'erreur pour le modèle.

Logiciel	Graitec	Robot
Appuis	Rigides	Rigides
Liaisons voile-dalle	Rotules	Rotules
Coefficient de comportement	1,5	1,5
Nombre de modes	50	50
Amortissement [%]	4,00	4,00
Période X [s]	0,08	0,12
% de masse modale excitée	36,57	23,11
Période Y [s]	0,09	0,10
% de masse modale excitée	38,24	45,56
Résiduel X [%]	36,46	20,04
Résiduel Y [%]	30,15	17,06
Arrachement maxi [kN]	397	198
Compression maxi [kN]	1896	1703
Déplacement maxi suivant X [cm]	0,27	0,80
Déplacement maxi suivant Y [cm]	0,19	0,20

TABLEAU 10 : COMPARAISON DE LA STRUCTURE SUR APPUIS RIGIDES AVEC RELACHEMENT DANS LES VOILES

On note que les résultats concordEnt légèrement moins que dans le cas n°1. Comme la structure c'est légèrement assouplie, les appuis sont moins sollicités. On note une diminution de 5 % en arrachement chez Graitec et de 11 % en compression chez Robot. L'arrachement chez Robot n'est pas représentatif et on peut considérer que la compression n'évolue pas chez Graitec.

4.3. CAS N°3 : LIAISON DALLE-VOILE ARTICULEE ET APPUIS ELASTIQUES

Pour prendre en compte l'ISS, on modélise des appuis élastiques de raideur horizontale de 200 000kN/m et de raideur verticale de 10^6 kN/m (ordres de grandeur définis d'après les résultats de l'étude sur l'interaction sol structure, voir III.2.1). Cette représentation est plus juste vis-à-vis des réactions d'appuis et des répartitions des efforts dans la structure, par rapport à des appuis rigides qui ne correspondent pas à une réalité physique dans le cas d'un sol argileux (cas d'Obernai)

Logiciel	Graitec	Robot	Ecarts
Appuis	Elastiques	Elastiques	
Liaisons voile-dalle	Encastrements	Encastrements	
Coefficient de comportement	1,5	1,5	
Nombre de modes	5	5	
Amortissement [%]	4,00	4,00	
Période X [s]	0,19	0,20	**5%**
% de masse modale excitée	78,58	81,55	**2.97**
Période Y [s]	0,22	0,23	**5%**
% de masse modale excitée	74,90	76,95	**2.05**
Résiduel X [%]	3,33	4,37	**1.04**
Résiduel Y [%]	2,55	2,77	**0.22**
Arrachement maxi [kN]	354	333	**6%**
Compression maxi [kN]	1250	1078	**14%**
Déplacement maxi suivant X [cm]	0,97	0,80	**18%**
Déplacement maxi suivant Y [cm]	0,95	0,70	**26%**

TABLEAU 11 : COMPARAISON DE LA STRUCTURE SUR APPUIS ELASTIQUES SANS RELACHEMENT DANS LES VOILES

Les deux logiciels donnent des résultats très proches sur toutes les valeurs.

	Ecarts entre le cas n°1 et le cas n°3 [%]	
	Graitec	Robot
Période X [s]	90%	82%
Masse modale X [%]	203%	174%
Période Y [s]	144%	130%
Masse modale Y [%]	153%	58%
Masse du résiduel X [%]	-90%	-54%
Masse du résiduel Y [%]	-90%	-43%
Arrachement maxi [kN]	-16%	-20%
Compression maxi [kN]	-33%	-44%
Déplacement suivant X [cm]	203%	167%
Déplacement suivant Y [cm]	332%	250%

TABLEAU 12 : COMPARAISON MODALES DES CAS N°1 ET N°3

Par rapport au cas n°1 où le sol était considéré comme infiniment rigide, les valeurs des périodes ont doublé en moyenne et les réactions d'appuis ont diminué. Cela marque une plus grande souplesse de la structure. On a beaucoup plus de masse excitée car en passant de 50 à 5 modes analysés, la valeur du résiduel chute fortement. De manière générale, on voit que le logiciel Graitec est plus sensible à la prise en compte des raideurs des appuis car les variations sont légèrement plus importantes que pour Robot. La mise en place d'appuis élastiques permet de diminuer l'importance des effets parasites dans la structure. Une structure ainsi modélisée a un comportement plus proche de celui réel.

5. ETUDE DU BLOC N°2

Les effets du séisme sur la structure sont plus importants quand le système de contreventement n'est pas continue jusqu'aux fondations. Le bloc n°2 a un parking au niveau R-1. Pour des questions d'usage, on y trouve des poteaux. Ceux-ci soutiennent en partie les voiles de contreventement des étages supérieurs. Nous allons étudier le comportement de ce bloc vis-à-vis du séisme et comparer le comportement du modère sur Robot et Graitec.

5.1. RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE

La répartition des pourcentages de masse excitée indique que le bâtiment a un comportement dynamique caractérisé par des modes de translation prépondérants suivant X et Y. 3 modes suffisent à obtenir un mode résiduel inférieur à 10 % ce qui signifie que plus de 90 % de la masse a été excitée.

Logiciel	Graitec	Robot	Ecarts
Appuis	Elastiques	Elastiques	
Liaisons voile-dalle	Rotules	Rotules	
Coefficient de comportement	1,5	1,5	
Nombre de modes	5	5	
Période X [s]	0,23	0,23	**0%**
% de masse modale excitée	82.61	95.06	**12.45**
Amortissement [%]	5,00	5,00	**-**
Période Y [s]	0,24	0,24	**0%**
% de masse modale excitée	68.53	93.29	**24.76**
Amortissement [%]	5,00	5,00	**-**
Résiduel X [%]	3,81	3.25	**0.56**
Résiduel Y [%]	5.29	3.12	**2.17**
Arrachement maxi [kN]	434	403	**8%**
Compression maxi [kN]	1788	1758	**3%**
Déplacement maxi suivant X [cm]	1.33	1.10	**17%**
Déplacement maxi suivant Y [cm]	1.33	0,90	**30%**

TABLEAU 13 : COMPARAISON DE LA STRUCTURE AVEC DES APPUIS ELASTIQUES

Logiciel	Graitec	Robot	Ecarts
Appuis	Rigides	Rigides	
Liaisons voile-dalle	Rotules	Rotules	
Coefficient de comportement	1,5	1,5	
n modes	5	5	
Période X [s]	0,12	0,11	**8%**
% de masse modale excitée	70.58	64.52	**6.06**
Amortissement [%]	5,00	5,00	**-**
Période Y [s]	0,10	0,10	**0%**
% de masse modale excitée	60.58	56.93	**3.65**
Amortissement [%]	5,00	5,00	**-**
Résiduel X [%]	25.63	24.60	**1.03**
Résiduel Y [%]	19.11	16.29	**2.82**
Arrachement maxi [kN]	393	314	**20%**
Compression maxi [kN]	2664	2491	**6%**
Déplacement maxi suivant X [cm]	2.1	1.10	**50%**
Déplacement maxi suivant Y [cm]	0.35	1.0	**60%**

TABLEAU 14 : COMPARAISON DE LA STRUCTURE SOUS APPUIS RIGIDES

5.2. DEPLACEMENTS

Les déplacements maximaux extraits de l'analyse sismique permettent de dimensionner la taille des joints sismiques nécessaires. Les blocs 1 et 2 ont des structures très semblables.

L'épaisseur du joint sismique entre deux blocs i et j vaut $e_{p,J}$. Dans notre cas, comme les dalles des étages sont au même niveau entre les blocs, cette valeur peut être réduite de 30% :

$$e_{p,J} = 0.7 * \sqrt{{d_{s,i}}^2 + {d_{s,j}}^2}$$ [EC8-1 4.4.2.7]

Avec :

$$d_s = q_d\, d_e$$

$q_d = q$

d_e : valeur maximale des déplacements de la structure dans la direction de calcul considérée (voir tableau n° 14 ci-dessus). On a d_{s2} = 3,15 cm et d_{s1} = 2,85. On obtient ici une épaisseur minimale d'environ 3 cm pour les deux logiciels.

5.3. COMPARAISON DES REACTIONS D'APPUIS

L'étude des efforts en pied de structure ainsi que leur localisation permet d'avoir une confirmation sur le cheminement des efforts dans la structure. Cela permettra ensuite le dimensionnement des fondations. Une première comparaison est celle des réactions sous poids propre seul. (valeurs : Tableau en annexe n°7).

On compare ensuite les réactions sous chargement accidentel sismique. On note en moyenne 10% d'écarts. Des écarts plus importants peuvent apparaitre quand les réactions sont de faible valeur. De manière générale, Robot donne des valeurs plus fortes pour le modèle étudié.

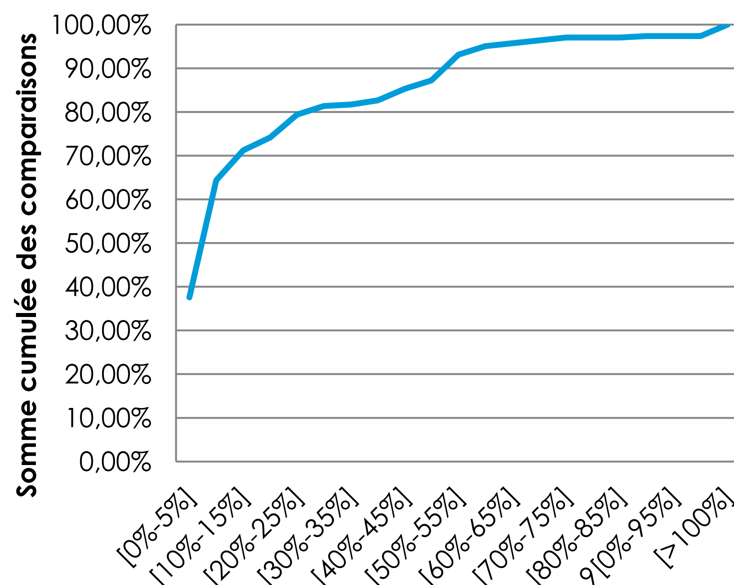


FIGURE 20: REPARTION DES ECARTS ENTRE GRAITEC ET ROBOT

Il en ressort que 80 % des écarts sont inférieurs à 25 %, tout en sachant que les écarts relatifs importants proviennent de valeurs faible dont leur écart est faible en valeur absolue. Enfin, quelque soit les types d'appuis utilisés (rigides ou élastiques), on garde la même répartition des écarts (valeurs en annexes n°8). Ces différences ne viennent donc pas de la rigidité des appuis.

5.4. COMPARAISON DES VOILES

On continue l'étude en conservant les paramètres choisis à l'issu de l'étude des réactions d'appui.

5.4.1. Etude des cas caracteristiques

- Sous poids propre seul

Pour quantifier l'impact de l'incertitude crée par les appuis élastiques cher Robot, on compare d'abord les torseurs des voiles sous chargement statique du poids propre seul.

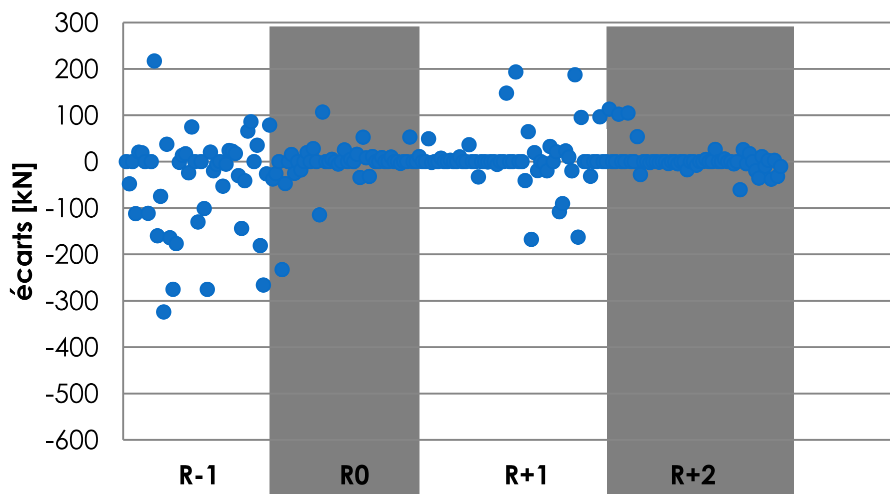


TABLEAU 15 : ECARTS ABSOLUS DES EFFORTS NORMAUX SOUS G AVEC APPUIS RIGIDES

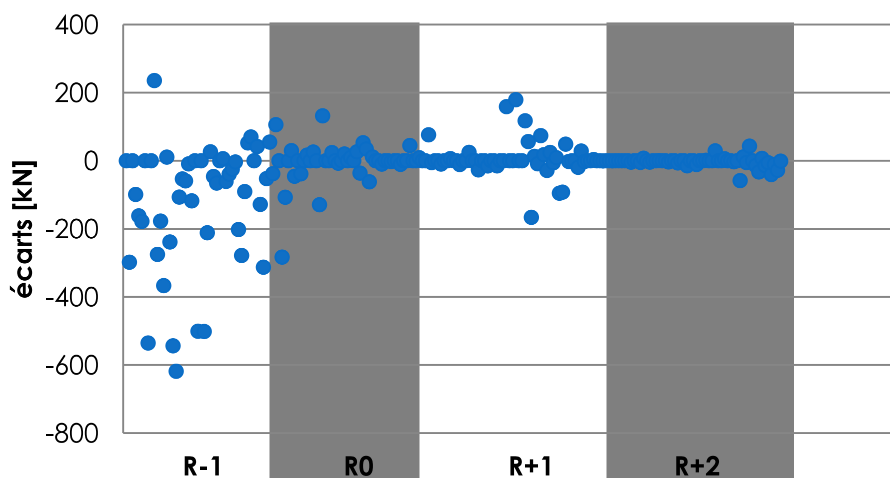
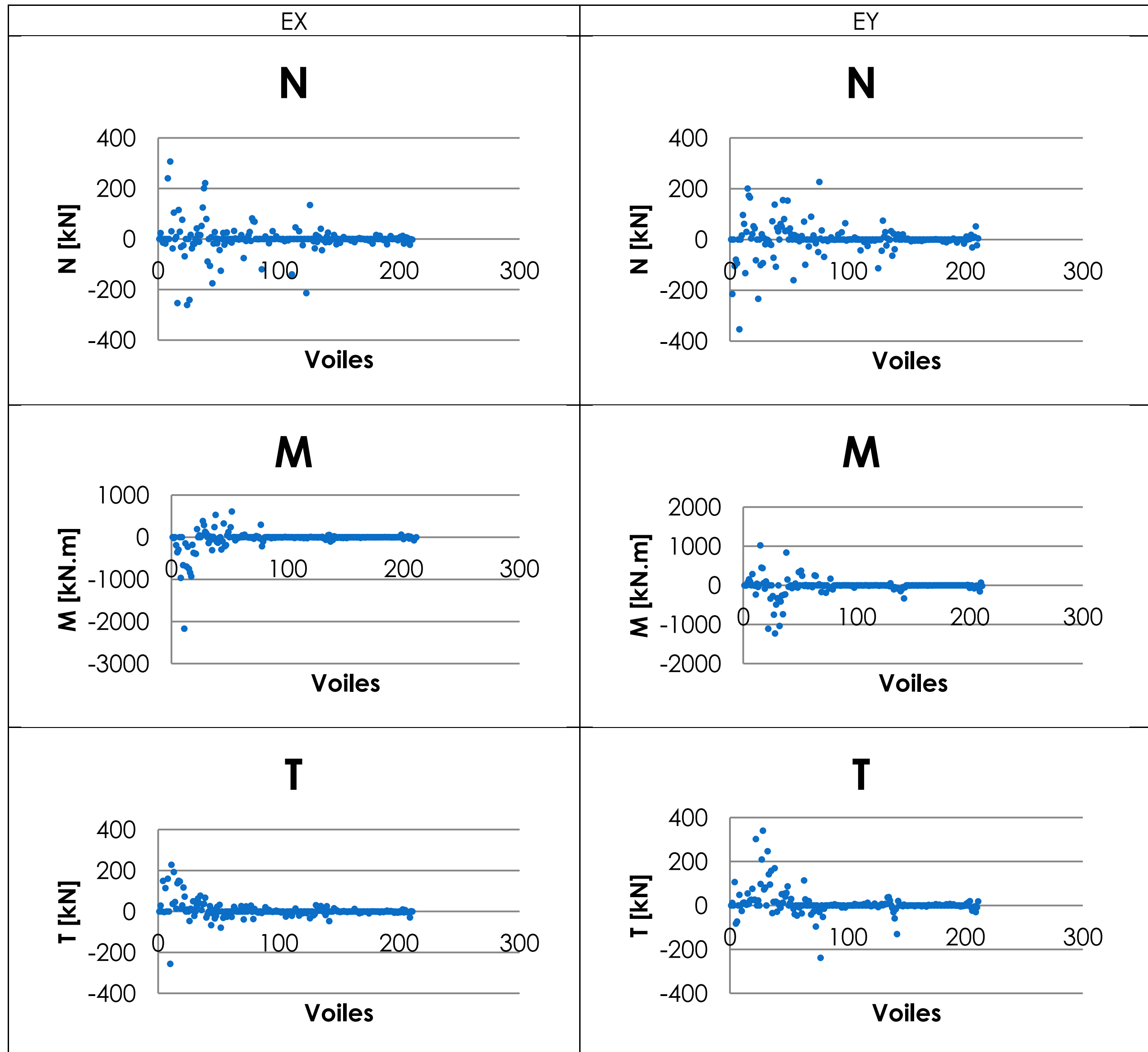


TABLEAU 16 : ECARTS ABSOLUS DES EFFORTS NORMAUX SOUS G AVEC APPUIS ELASTIQUES

Les appuis élastiques augmentent les écarts entre les efforts normaux au R-1. L'effet se propage un peu sur les voiles du R0. Les écarts ponctuels au R+1 proviennent de voiles en console au niveau du porte-à-faux. On retrouve des problèmes de contrainte localisée que Robot a du mal à calculer. On peut noter que ces effets sont plus importants lorsque la structure est sur appuis rigides.

- Sous l'action sismique seule

On étudie indépendamment chaque direction du séisme. Les écarts sont localisés essentiellement au R-1.



La répartition des écarts relatifs (annexe n°11) montre que l'on tend rapidement vers l'asymptote à 100 %. Cela montre que les écarts son faibles et donc que les efforts sismiques sont repris de manière semblable dans les deux modélisations.

- Voiles du R+1 et de R+2

On étudie alors la tendance des écarts dans les voiles du R+1 et du R+2 seulement afin de déterminer si les gros écarts se trouvent plutôt dans la partie basse du bâtiment à cause des effets des appuis (voir annexe n°10). Les courbes gardent sensiblement le même profile lorsque l'on n'étudie que le R+1 et le R+2, et quelque soit le type d'appui. Cela correlle le graphique des écarts relatifs qui avait une répartition semblable à chaque étage. Cela montre que les écarts rencontrés sont proportionnels à la valeur de la sollicitation, d'où des valeurs importantes au R-1.

	Somme des écarts sur N par étage [kN]		
Effort	G	EX	EY
R+2	-100,98	-75,54	41,23
R+1	175,96	-36,72	-265,1
R0	-841,51	-77,04	717,79
R-1	-5776,73	523,58	-660,77
TOTAL	-6543,26	334,28	-166,85

TABLEAU 17 : ECARTS TOTAUX D'EFFORTS NORMAUX

5.4.2. ETUDE DU CAS ACCIDENTEL

On obtient alors la répartition des écarts relatifs sur les 3 composantes des torseurs.

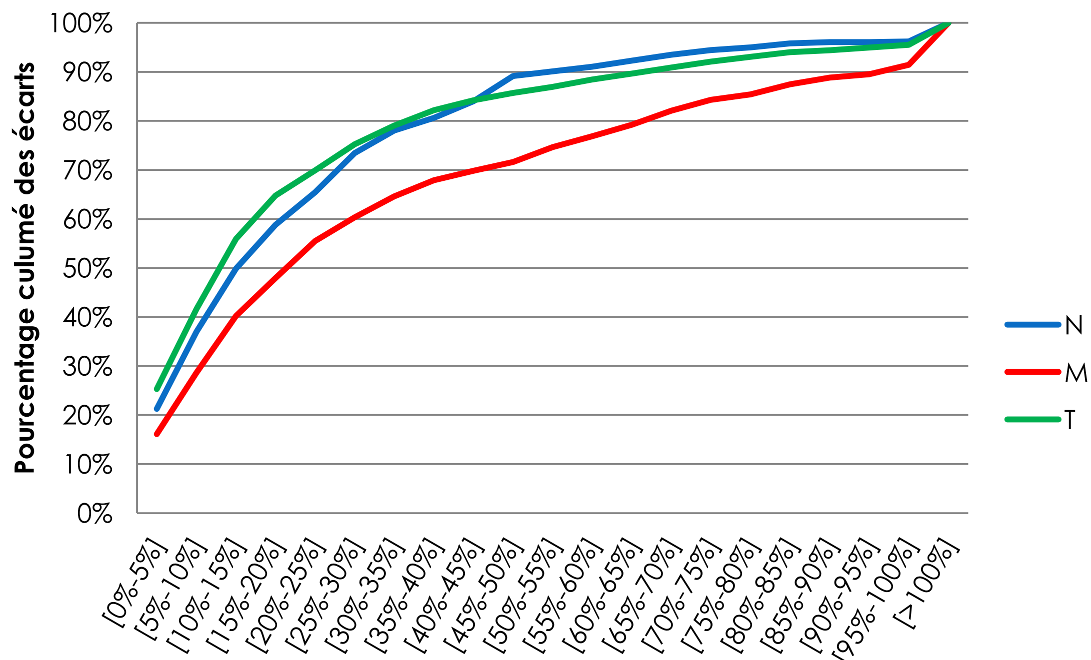


FIGURE 21 : EVOLUTION DU POURCENTAGECUMULE DES ECARTS DES EFFORTS DANS LES VOILES ENTRE ROBOT ET GRAITEC

Les torseurs des efforts dans les voiles sont exploités pour calculer le ferraillage de ces éléments. Il est donc nécessaire de quantifier quelles sont des répercutions sur les sections d'acier. Pour cela nous étudions les voiles où les torseurs ont des écarts importants et où les efforts sont importants.

On se place au niveau du R-1. On considère tous les torseurs dont au moins une des valeurs est différente de 80 % minimum entre Robot et Graitec. On calcule le ferraillage longitudinal théorique à mettre en œuvre.

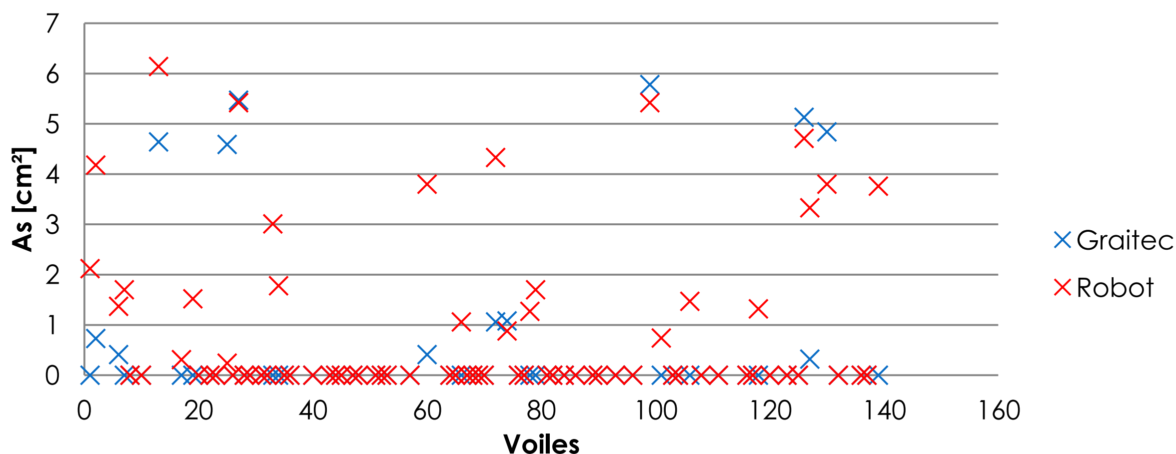


FIGURE 22 : SECTION THEORIQUES POUR LES TORSEURS AYANT UNE VALEUR DIFFERENTE DE PLUS DE 80 %, VOILES DU R-1

Dans la plupart des cas, on remarque que ces torseurs ne sont pas dimensionnant pour l'élément. Les sections d'acier sont plus importantes chez Robot (voir figure ci-dessus).

6. CONCLUSION

Les modèles Robot et Graitec ont des comportements dynamiques similaires. Les réactions d'appuis ont tendance à être plus importantes cher Robot. De plus l'utilisation d'appuis élastiques pour la structure induit des erreurs dans les résultats réduits pour les panneaux. Les valeurs d'effort normal sont anormalement faibles au niveau de la coupe basse. Elles sont différentes des valeurs observables sur les cartographies et déterminées par le calcul manuel. Robot fait des erreurs plus importantes encore d'intégration de l'effort normal dans les voiles lorsque ceux-ci reposent sur des appuis élastiques. Le logiciel éprouve des problèmes quant à la gestion de concentration de contraintes.

Ensuite une première modélisation a permis d'avoir un ordre de grandeur des efforts aux appuis. Les valeurs d'arrachement obtenues sur les fondations ont exigé l'utilisation de fondations profondes. La prise en compte de l'interaction sol-structure correspondante a été réalisée en calculant la raideur des appuis selon deux méthodes. Dans l'étude du bloc 5, l'effet de l'utilisation d'appuis élastiques, à la place d'appuis rigides, révèle que la structure est plus souple. On obtient des déplacements plus grands. Les efforts se répartissent différemment, de manière plus homogène. Au niveau des appuis, les valeurs de pointes sont moins importantes. La double modélisation sur Robot et Graitec montre une réduction des différences de résultats notamment celles dues à des effets parasites.

Les résultats sur le bloc n°2 montrent les mêmes divergences observées sur le cas simple au sujet de l'effort normal. Cela reprend ce qui était observé sur la structure simple. Des mauvaises gestions de concentration de contraintes sont aussi observées dans les poutre-voiles du bloc. L'effort sismique est réparti de manière comparable dans les deux modèles. Les différences observées sur les moments peuvent s'expliquer par le fait que les logiciels incluent l'excentrement de la charge verticale dans le calcul. Les écarts sur celle-ci peuvent se répercuter sur le moment.

III. DIMENSIONNEMENT DES VOILES ET DES FONDATIONS

Les dalles, poutres et poteaux sont dimensionnés au début de l'étude, sous chargement statique. Les efforts sismiques transitent pas les voiles jusqu'aux fondations. Leur dimensionnement se fait grâce aux résultats de l'analyse sismique réalisé précédemment. De plus, les Eurocodes indiquent des dispositions constructives vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques afin d'assurer l'intégrité de ces éléments et donc de la structure.

1. DIMENSIONNEMENT DES VOILES

1.1. TYPES DE CALCULS

L'Eurocode 2 fait la distinction entre les voiles non armés ou faiblement armés et les voiles armés. Dans notre cas les voiles servent en partie à reprendre les effets des actions sismiques. Les voiles devront donc être considérés comme armés [12.1 (2)], le cas des voiles non armés ne sera pas abordé dans cette partie.

1.2. FLEXION COMPOSEE, CALCUL DES ARMATURES [EC2 – 1-1 6, 7, 8 ET 9]

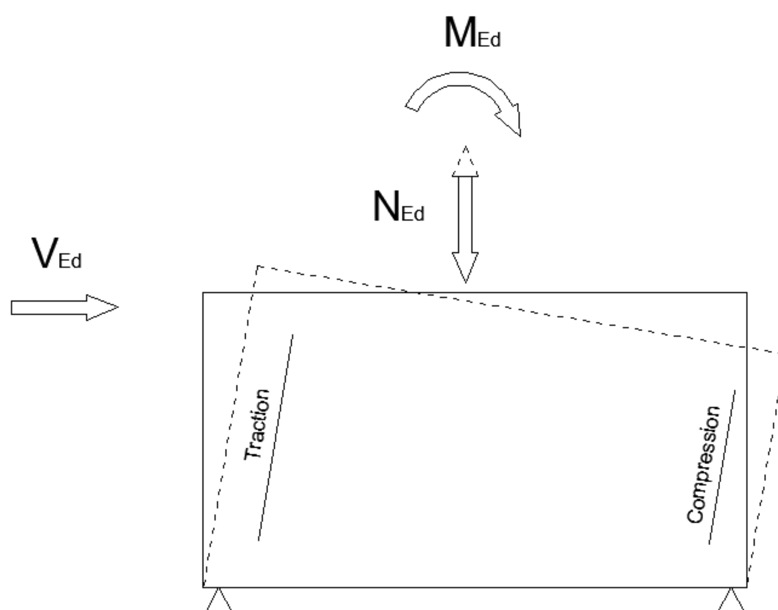


FIGURE 23 : SCHEMA DES EFFORTS AGISSANTS SUR UN VOILE

Un voile est soumis à un torseur M_{Ed}, V_{Ed} et N_{Ed} en tête (figure 23). Il fonctionne comme une console soumise à de la flexion composée dans son plan. À chaque niveau, le voile est toujours le plus sollicité en pied. On peut assimiler les voiles à des poutres en console travaillant en flexion composée. Le but est de déterminer les sections d'aciers en rive et les treillis soudés pour reprendre respectivement l'effet du moment et des efforts tranchant et normal.

Les calculs de ferraillage sont effectués à partir des torseurs issus de l'analyse sismique dans la coupe basse du voile.

Des chaînages haut et bas permettent d'assurer la liaison entre les éléments béton et ainsi la transmission des efforts (figures 24 et 25).

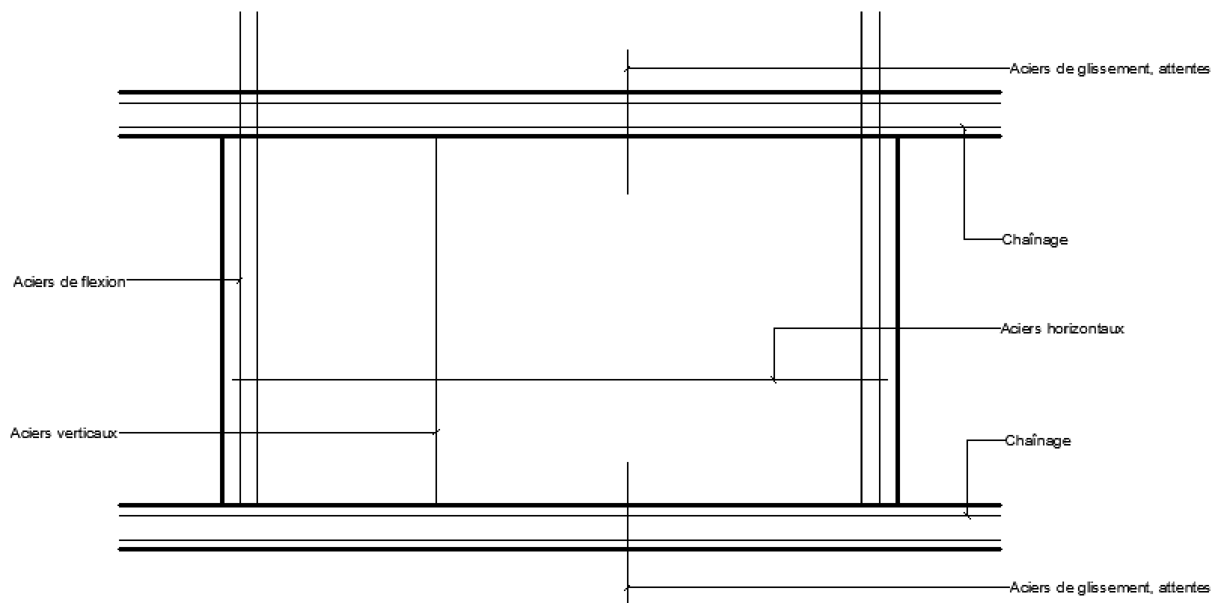


FIGURE 24 : ÉLEMENTS DE FERRAILLAGE D'UN VOILE, VUE EN ELEVATION

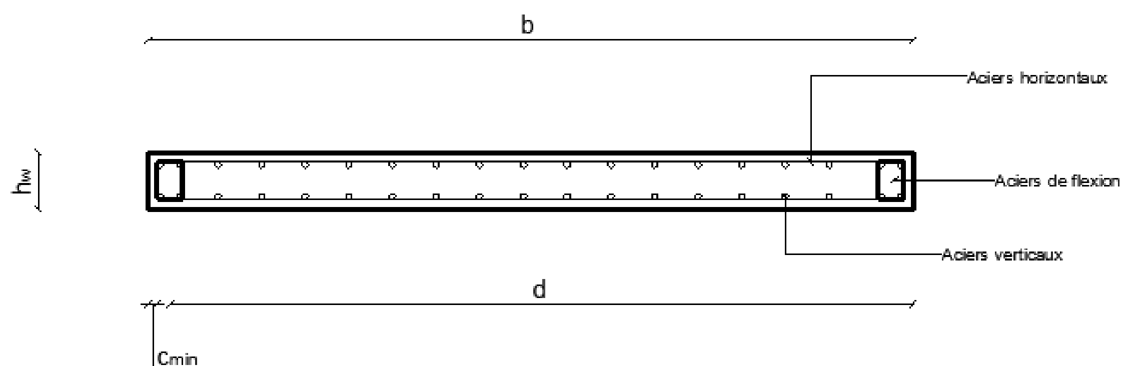
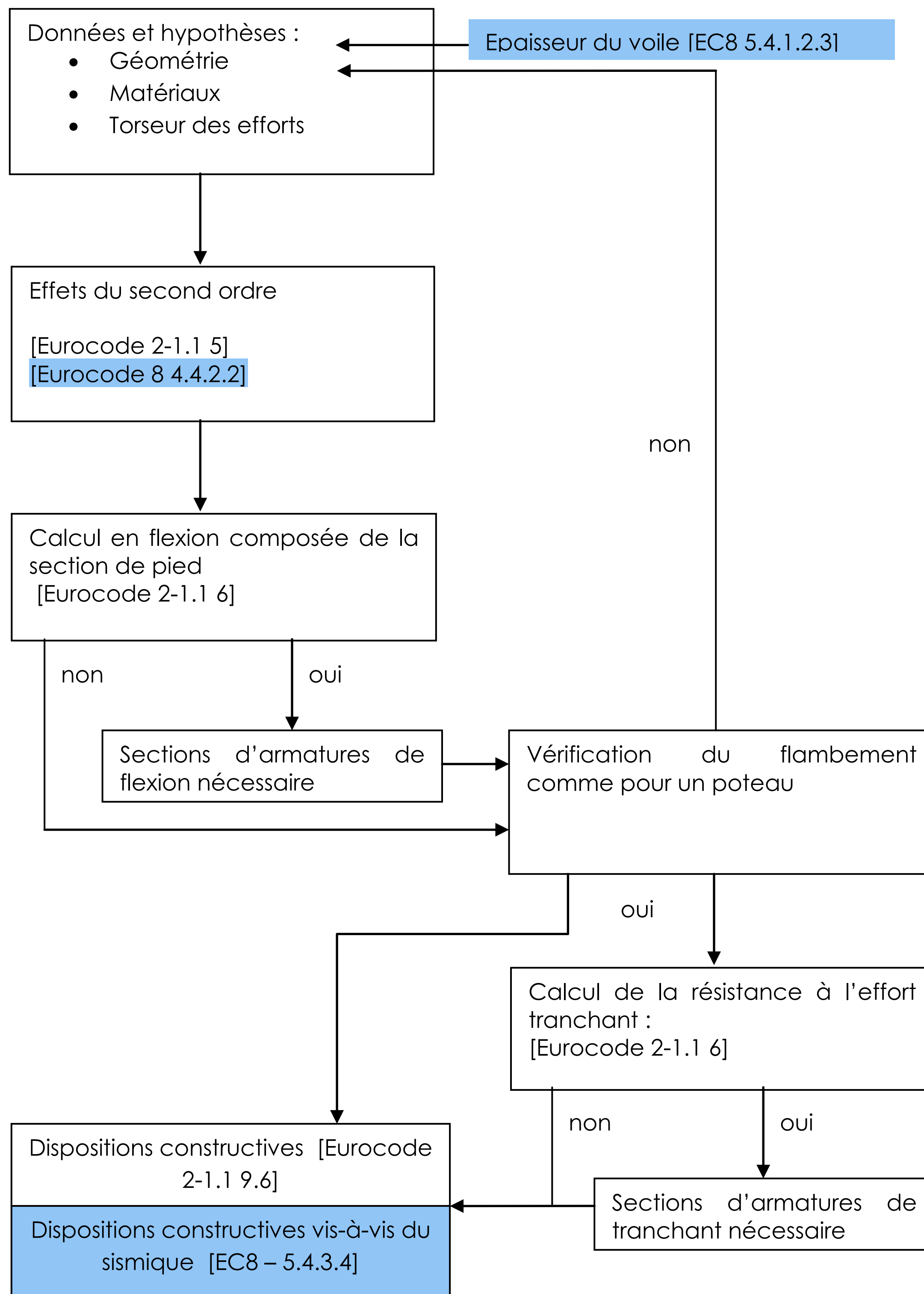


FIGURE 25 : ÉLEMENTS DE FERRAILLAGE D'UN VOILE, COUPE TRANSVERSALE

1.2.1. ORGANIGRAMME DE CALCUL SUIVANT L'EUROCODE 2-1-1 6



1.2.2. DONNEES ET HYPOTHESES

- Géométrie du voile

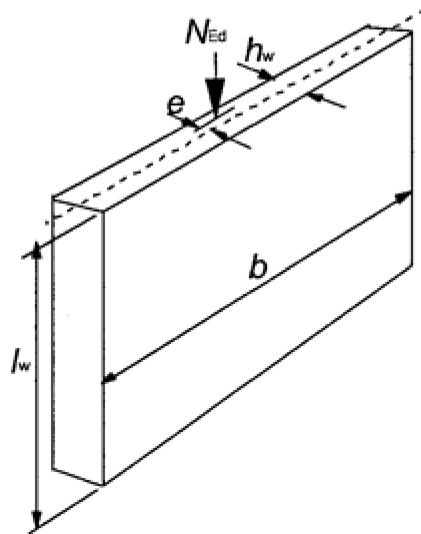


FIGURE 26 : SCHEMA DES DIMENSIONS GEOMETRIQUES

b : largeur de la section droite
h_w : hauteur totale de la section droite
e : excentricité de N $_{Ed}$ dans la direction h_w : e = e_i = l_0/400 [EC2 5.2 (7)a et 5.2 (9)]
l_0 : longueur de flambement, voir ci-après.

- Enrobage [EC2-1-1 4]

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} \, ; \, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - c_{dur,ad} \, ; 10 \text{ mm}\}$$

$c_{min} = \max\{20 \text{ mm} ; \, 25 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm}$. On arrondit cette valeur à : $c_{min} = 30 \text{ mm}$.

1.2.3. IMPERFECTIONS GEOMETRIQUES [EC2-1-1 5]

l_0 longueur de flambement, ici les voiles sont bi-rotulés, $l_0 = \beta * l_w$
β défini dans [Tableau 12.1], ici on considère les deux côtés comme des bords libres : β = 1

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ dans le cans d'une section rectangulaire, $i = \frac{h_w}{\sqrt{12}}$

- Elancement :

$$\lambda = l_0 / i$$

- <u>Excentrement de la charge :</u>

$e_i = \theta_i \, l_0 / 2$

On retiendra e_i = 20 mm.

- <u>Vérification des instabilités</u>

Le calcul au flambement des voiles est le même que pour les poteaux. Pour vérifier le non flambement des voiles articulés en tête et en pied, on définit une charge maximale par mètre linéaire de voile.

$$N_{Rd} = k_h * h_s * \alpha * \left(b * h_w * f_{cd} + A_s * f_{yd}\right)$$

Avec : $k_s = 1$
$k_h = 0{,}93$ (valeur par défaut)
$\alpha = \frac{0{,}86}{1+\left(\lambda/_{62}\right)^2}$
$A_s = 0$

Etage	Epaisseur [m]	N_{Rd} [MN/ml]	Contrainte [MPa]
R-1	0,30	3,10	10,33
R0	0,30	3,64	12,13
R+1 et R+2	0,25	2,46	9,84
R+1 et R+2	0,22	1,97	8,95

TABLEAU 18 : EFFORTS NORMAL RESISTANT DES VOILES DU PROJET

Ces valeurs n'étant pas atteintes atteintes dans le cadre de ce projet, la vérification de la résistance au flambement n'a pas lieu d'être réalisée pour les voiles.

1.2.4. CALCUL DES ARMATURES DE FLEXION ET D'EFFORT TRANCHANT

1.2.4.1. Aciers de flexion

On rappelle que le séisme agit dans les deux sens. On arme ainsi symétriquement les deux extrémités des voiles selon la plus grande valeur obtenue.

- <u>Cas d'une section partiellement tendue :</u>

On compare les moments réduits pour déterminer à quel pivot on se trouve.

Si $\mu_{Ed} \leq \mu_{AB}$, on est au pivot A : $A_{st} = \frac{M_{Ed}}{f_{ud}*d*(1-\frac{\lambda*\alpha_u}{2})}$

Si $\mu_{AB} \leq \mu_{Ed} \leq \mu_{BC}$, on est au pivot B : $A_{st} = \frac{M_{Ed}}{\sigma_{st}(\varepsilon_{st})*d*(1-\frac{\lambda*\alpha_u}{2})}$

- <u>Cas d'une section entièrement tendue :</u>

Le béton ne travaille pas en traction, l'équilibre de la section est assuré par les aciers seuls. Pour déterminer les sections d'acier nécessaires, on applique donc le principe fondamental de la statique en moments au centre de gravité qu'une des deux zones d'aciers.

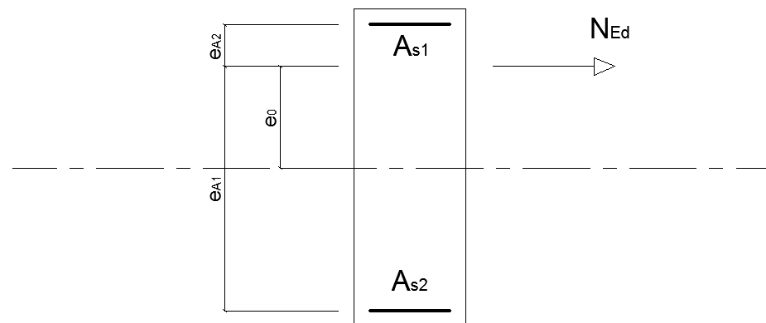


FIGURE 27 ; SCHEMA DES BRAS DE LEVIER DES EFFORTS DANS UNE SECTION ENTIEREMENT TENDUS

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} * e_{A2}}{(e_{A1} + e_{A2}) * f_{ud}}$$

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed} * e_{A1}}{(e_{A1} + e_{A2}) * f_{ud}}$$

- <u>Cas d'une section entièrement comprimés :</u>
  utilisation des diagrammes d'interaction

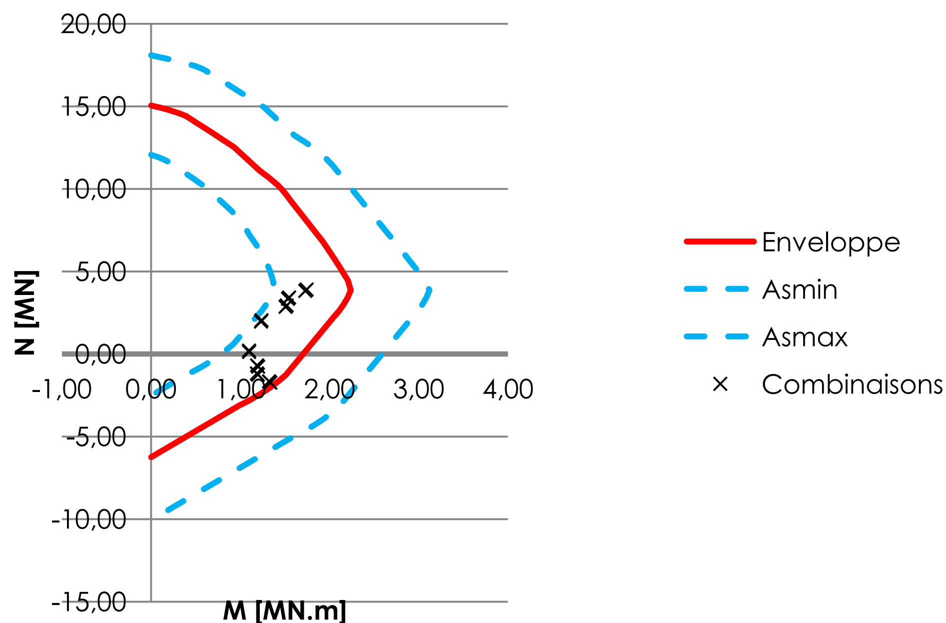


FIGURE 28 : EXEMPLE DE DIAGRAMME D'INTERACTION (N-M)

1.2.4.2. Aciers d'effort tranchant

La section de béton doit avoir une résistance $V_{Rd,c}$ capable de reprendre l'effort tranchant agissant V_{Ed}. Si ce n'est pas le cas il faut engager une section d'aciers qui apporte une résistance $V_{Rd,s}$. Dans les ceux cas il faut vérifier le non éclatement de la bielle, soit :

$V_{Rd,c} > V_{Ed}$ ou $V_{Rd,s} > V_{Ed}$

Et $V_{Rd,max} > VEd$

Les formules des efforts tranchants sont en annexe n°14.

1.2.4.3. Vérification de l'effort de glissement [6.2.5]

- Effort tranchant agissant à l'interface de glissement :

$$v_{Edi} = \beta\, V_{Ed}/(z\, b_i)$$

Avec : β est le rapport de l'effort normal dans le béton de reprise sur l'effort total dans la zone comprimée ou dans la zone tendue. En le prenant égal à 1 si on se place en sécurité.
z est le bras de levier des forces internes de la section composite
b_i est la largeur de l'interface

- Effort tranchant résistant à l'interface de glissement :

$$v_{Rdi} = c\, f_{ctd} + \mu\, \sigma_n + \rho\, f_{yd}\, (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0{,}5\, \nu\, f_{cd}$$

Ici on fait l'hypothèse due les surfaces de reprise sont lisses : c = 0,20 et μ = 0,6. On doit vérifier 45° ≤ α ≤ 90°, on se place en sécurité et on prend α = 45°. N est définie à l'article [6.2.2 NOTE] :

$$\nu = 0{,}6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \quad (f_{ck} \text{ en MPa})$$

Comme $\rho = A_s / A_i$, on détermine la section d'aciers nécessaires.

Nota : Une application sur un voile du bloc 2 est détaillée en annexe n°15.

1.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES STATIQUES [EUROCODE 2-1.1 9.6]

1.3.1. ARMATURES VERTICALES [9.6.2]

La section d'armatures verticales A_v répartie sur les deux faces du voile, doit être comprise entre les valeurs extrêmes suivantes :

$A_{s,vmin} = 0{,}002\ A_c$

$A_{s,vmax} = 0{,}04\ A_c$

- L'annexe nationale ajoute comme condition minimale [Clause 9.6.2 (1) NOTES 1 et 2] :

$A_{s,vmin} = 0$ si $N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$

$A_{s,vmin} = 0{,}001\ A_c\ (1 + 2\ (N_{Ed} - N_{Rd,12})\ /\ (N_{Rd,6} - N_{Rd,12}))$ si $N_{Ed} > N_{Rd,12}$

Avec $N_{Rd,6}$: $N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

Avec $N_{Rd,12}$: $N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e/h_w)$

L'espacement entre deux barres est limité à trois fois l'épaisseur du voile et ne doit pas dépasser 40 cm.

1.3.2. ARMATURES HORIZONTALES [9.6.3]

$A_{s,hmin}$ = 25 % des armatures verticales ou 0,001 A_c

L'annexe nationale donne comme condition minimale [Clause 9.6.3 (1) NOTE], pour les bâtiments :

$A_{s,hmin} = 0$ si $N_{Ed} \leq N_{Rd,12}$

$A_{s,hmin}$ = la valeur recommandée si $N_{Ed} > N_{Rd,12}$

L'espacement entre deux barres est limité à 40 cm.

1.3.3. ARMATURES TRANSVERSALES [9.6.4]

Il n'est pas nécéssaire de mettre en place des armatures transversales si on vérifie les conditions suivantes :

- ϕ des barres transversales du treillis soudé $\leq$ 16 mm
- enrobage supérieur à deux fois ϕ

Sinon, la section d'armatures transversales est au minimum de 0.02 Ac

1.4. DISPOSITIONS SISMIQUES [EUROCODE 8]

On traite ici les exigences pour les murs ductiles en DCM.

1.4.1. CONDITION SUR L'EPAISSEUR DE L'EPAISSEUR:

$$b_{wo} \geq \max\{0{,}15,\ h_s/20\}$$

Avec h_s : hauteur libre d'étage

1.4.2. DEFINITION DES DIMENSIONS DES ZONES DE CONFINEMENT

Dans les murs sismiques primaires, l'effort normal réduit v_d doit être inférieur à 0,4 [5.4.3.4.1 (2)]. On rappelle que v_d = NEd / (Ac fcd).

L'Eurocode 8 indique des zones de rive des voiles à confiner. Ces zones de confinement ont une longueur l_c. Dans ces zones la densité minimale d'armatures ρ_{min} de confinement est de 0.5 %. D'où une section $A_s = 0.005 * h_w * l_c$.

Les armatures de confinement doivent placées sur une hauteur h_{cr} qui est le lieu où peuvent apparaître les rotules plastiques. La valeur de h_{cr} est définie comme suit [5.4.3.4.2 (1)] :

$$h_{cr} = \max\left[l_w, H_w/6\right]$$

Avec H_w : hauteur du bâtiment

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ \begin{cases} h_s & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_s & \text{pour } n \leq 7 \text{ niveaux} \end{cases} \end{cases}$$

La longueur de la zone de confinement l_c, est définie comme la distance à la fibre extrême où on atteint une déformation du béton de 3.5 ‰ [5.4.3.4.2(6)]. Sa valeur minimale ne peut être inférieure à 0,15 l_w ou 1,50 b_w.

$$l_c = x_u * \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right)$$

Avec : $\varepsilon_{cu2,c} = 0.00035 + 0.1 * \omega_{wd}$

$$x_u = \left(\nu_d + \omega_v\right)\frac{l_w b_c}{b_o}$$

Note : illustration en annexe n°16

1.4.3. FERRAILLAGE DE LA ZONE DE CONFINEMENT

Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} a une valeur minimale de $\omega_{wd,min}$ = 0.08 ; de plus :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi}\left(\nu_d + \omega_v\right)\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_o} - 0{,}035$$

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right]$$

Avec :

$$\mu_{\phi} = 2q_o - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C$$
$$\mu_{\phi} = 1 + 2\,(q_o - 1)\,T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C$$

Où $q_0 = q_0 * M_{Ed}/M_{Rd}$

- ω_v : rapport mécanique des armatures verticales d'âme , $\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$
- ρ_v : représente le pourcentage volumique d'armatures verticales d'âme
- μ_φ valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ;
- ν_d effort normal réduit de calcul ($\nu_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$) ;
- $\varepsilon_{sy,d}$ valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ; 4.5%
- h_c hauteur brute de la section transversale ; h_c = b
- h_o hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; $h_o = l_c$
- b_c largeur brute de la section transversale ; $b_c = h_w$
- b_o largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; $b_o = b_c - 2*c_{min}$
- a coefficient d'efficacité du confinement, égal à $a = a_n \cdot a_s$, ici pour une section rectangulaires :

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6 b_o h_o$$

$$\alpha_s = \left(1 - s/2b_o\right)\left(1 - s/2h_o\right)$$

- $s = \min\{b_o/2 \ ; 175 \ ; 8d_{bL}\}$
- d_{bL} : diamètre minimal des barres longitudinales [mm].
- n nombre de barres dans la zone de confinement
- b_i distance entre deux barres consécutives

Nota : dimensions géométriques voir annexe n°16

1.4.4. EFFETS DU SECOND ORDRE [4.4.2.2 (2)]

Il n'y a pas lieu de vérifier les effets du second ordre si le coefficient de sensibilité θ, majoré à 0.3, vérifie la condition suivante :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

Avec : P_{tot} : charge verticale issue de la situation sismique de calcul $P_{tot} = N_{Ed}$
d_r : déplacement relatif de calcul entre étages,
V_{tot} : effort tranchant sismique total au niveau considéré $V_{tot} = V_{Ed}$
h : hauteur entre étages.

Si $0,1 < \theta \leq 0,2$ les effets dus à l'effort sismique sont multiplies par $1/(1 - \theta)$ [4.4.2.2 (4)].

1.5. TABLEAU DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR DES VOILES

Valeur	Critères EC2	Article
$A_{s,vmin}$	$0.002 * A_c$ + AN	9.6.2 (1) NOTE 1 Clause 9.6.2 (1) NOTE 1 et 2
$A_{s,vmax}$	$0.04 * A_c$	9.6.2 (1) NOTE 2
Espacement $A_{s,v}$	$min\{400mm\,;3 * h_w\}$	9.6.2 (3)
$A_{s,hmin}$	$max\{0.25 * A_{s,v}\,;0.001 * A_c\}$ + AN	9.6.3 (1) Clause 9.6.3 (1) NOTE
Espacement $A_{s,h}$	400 mm	9.6.3 (2)
Armatures d'effort tranchant	0.02 Ac si nécessaire	9.6.4 (1)
	Critères EC8 DCM	
Épaisseur de l'âme b_{wo}	$\geq max\{0.15\,;\,h_s/20\}$	5.4.1.2.3
Effort normal réduit v_d	≤ 0.4	2.4.3.4.1 (2)
Hauteur de la zone critique h_{cr}	$max\{l_w\,;\,H_w/6\} \leq h_{cr} \leq min\begin{cases} 2 * l_w \\ h_s si\ n \leq 6\ niveaux \\ 2 * h_s si\ n \leq 7\ niveaux \end{cases}$	5.4.3.4.2 (1)
Longueur critique en rive l_c	$\geq min\{0.15 * l_w\,;1.50 * b_w\}$	5.4.3.4.2 (6)
Densité minimale d'armatures ρ_{min}	0.5 %	5.4.3.4.2 (8)
Rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd}	≤ 0.08	5.4.3.2.2 (9)
$a * \omega_{wd}$	$\geq 30 * \mu_\varphi(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.035$	5.4.3.4.2 (4)
Epaisseur du mur b_w	$\geq max\begin{cases} 200mm\,;\ h_s/15\ si\ l_{cr} \leq max\{2 * b_w\,;0.2 * l_w\} \\ 200mm\,;\ h_s/10\ si\ l_{cr} \geq max\{2 * b_w\,;0.2 * l_w\} \end{cases}$	5.4.3.4.2 (10)
Augmentation de l'effort tranchant ε V_{Ed}	$\varepsilon = 1.5$	5.4.2.4 (7)

TABLEAU 19 : TABLEAU RECAPITULATIF EC2 ET EC8 POUR LES VOILES DCM

2. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS ET INTERACTION SOL-STRUCTURE

Le dimensionnement des fondations s'appuie sur les résultats de l'analyse sismique et sur l'étude de sol du bureau de géotechnique. Dans ce projet, les fondations sont de type profondes. Ce sont des pieux avec une semelle en tête et reliés entre eux par des longrines parasismiques. Dans la suite de cette partie, on se basera sur les résultats géotechniques du rapport G11 pour dimensionner puis ferrailler ces éléments. Ce rapport permet également de déterminer le comportement des fondations grâce à une étude d'interaction sol structure.

2.1. INTERACTION SOL-STRUCTURE

L'interaction sol-structure (ISS) permet de représente le comportement combiné du sol et de la fondation. Pour tenir compte de l'ISS, on utilisera dans la modélisation des appuis élastiques possédant des raideurs en translation et en rotation. Cela influe alors sur la réponse de la structure et il existe un risque de voir apparaître des déformations préjudiciables comme l'effet de « coup de fouet ». Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la rigidité d'une fondation profonde.

2.1.1. DETERMINATION SELON L'EUROCODE 8

Une première méthode, décrite à titre informatif dans l'annexe C1 de l'Eurocode 8-5 définit directement les raideurs en tête de pieu (raideur en translation : K_{HH}, raideur en rotation : K_{MM}, raideur de couplage : K_{HM}). Pour cela, on a le choix entre trois modèles de sol.

	Modèle de sol	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
Modèle 1	$E = E_s \cdot z/d$	$0,60\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
Modèle 2	$E = E_s\sqrt{z/d}$	$0,79\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
Modèle 3	$E = E_s$	$1,08\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

FIGURE 29 : EXPRESSIONS DE LA RIGIDITE STATIQUE DE PIEUX FLEXIBLES, POUR TROIS MODELES DE SOLS [EC8-5 ANNEXE C.1]

Avec :

- E : module d'Young du modèle de sol, E = 3*G
- E_p : module d'Young du matériau constitutif du pieu, ici E_p = 33 000 MPa [EC2 Tab 3.1]
- E_s est le module d'Young du sol à une profondeur égale au diamètre d du pieu. A une profondeur z = d, on a pour les trois modèles E = Es soit Es = 3*G.
- ρ : masse volumique du sol [kg/m³], ici on fait l'hypothèse ρ = 2000kg/m³
- vs : vitesse des ondes de propagation de cisaillement. Ici pour un sol de classe C on choisit la fourchette basse de 180m/s
- G : module de cisaillement du sol défini en [EC8-5 3.2.] :

$$G = \rho v_s^2 \quad \text{... (3.1)}$$

Pour le sol de classe C, cette valeur, aussi dénommée G_{max}, peut être abaissée suivant le rapport d'accélération du sol si celui-ci est inférieur à 0,1g soit 0.98 m/s². Ici, on rappelle qui a = 0,16 et S = 1,5 soit un rapport d'accélération de 0,24. On interpole la valeur G du tableau 4.1 [EC8-5 4.2.3(3)]

Soit G = 29 MPa. Et donc E = 88 MPa.

Du fait du manque de données précises sur les caractéristiques du sol en place, il est recommandé de calculer les raideurs avec G entre 0,5G et 2G.

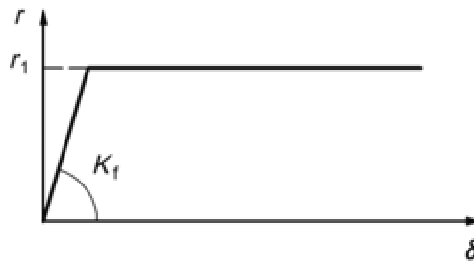
Résultats des raideurs en tête de pieu suivant les trois méthodes :

G [MPa]	Diamètres [m]	Raideur en tête [MN/m]		
		Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
29 / 2	0,5	133	111	95
	0,6	160	132	114
	0,8	214	177	152
	1,2	320	265	228
29	0,5	209	182	165
	0,6	251	218	197
	0,8	335	291	263
	1,2	502	437	394
2 * 29	0,5	329	300	284
	0,6	394	360	341
	0,8	526	480	456
	1,2	789	720	682

Nota : pour les modèles 1 et 2, on se place à une profondeur z = d, d'où E=E_s

2.1.2. DETERMINATION SELON LA PARTIE FONDATIONS PROFONDES DES NORMES D'APPLICATION NATIONALE DE L'EUROCODE 7 SUR LA JUSTIFICATION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES (NFP 94-262)

Cette méthode prend en compte la rigidité du sol combinée à celle du pieu. Pour arriver à cela, il faut donc connaitre la rigidité du sol en fonction de la profondeur. On considère que la réaction frontale du sol vis-à-vis du pieu suit une loi élasto-plastique avec une pente K_f qui représente ici la raideur du sol et un palier r_f. On fait l'hypothèse que l'on reste dans le domaine élastique du sol et que r_f n'est pas atteint [NF P 94-262 Annexe I.1.3(1) et (2)].



Légende : r_1: réaction frontale ; δ : déplacement relatif de l'élément de fondation.

FIGURE 30 : MODELISATION DU COMPORTEMENT DU SOL

Pour $B \geq B_0$:

$$K_f = \frac{12 * E_M}{\frac{4}{3} * \frac{B_0}{B}\left(2.65 * \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} + \alpha}$$

Pour $B \leq B_0$:

$$K_f = \frac{12 * E_M}{\frac{4}{3} * (2.65)^{\alpha} + \alpha}$$

Avec : E_M : module oedométrique (annexe n°19)
$B_0 = 0.6$
B : diamètre du pieu
α : coefficient rhéologique par la méthode pressiométrique, $\alpha = \frac{E_M}{E}$

K_f étant une raideur surfacique, il est à multiplier par le diamètre du pieu pour obtenir une raideur linéique. Ces raideurs suivant la profondeur sont proches car les modules E_M ont des valeurs homogènes. On peut assimiler une raideur moyenne linéaire dans le cas de ce projet. On obtient ainsi la raideur k des appuis que l'on place tous les mètres : $k = B * K_f$

Le guide de l'AFPS préconise un coefficient multiplicateur sur k en fonction de la zone sismique du projet.

Zone	II	III	IV	V
Pondération	3	2	1,5	1

TABLEAU 20 : COEFFICIENT DE ZONE

En zone 3, celui-ci vaut 2 : $k = 2 * B * K_f$.

On peut ainsi modéliser un pieu sur un logiciel d'éléments finis muni d'appuis élastiques sur sa hauteur représentant le sol. On lui applique une charge en tête (effort horizontal F_H ou moment M). Les valeurs des déplacements (translation δ ou rotation θ) observés en tête permettent de définir la raideur de la fondation (k_H ou k_M) grâce à la relation suivante :

$$F_H = k_H * \delta$$

$$M = k_M * \theta$$

On prend un pieu de longueur 8m et une charge horizontale en tête de 10 000 kN. Et on note les déplacements en tête suivant le diamètre du pieu :

Diamètres [m]	k_{moyen} [MN/m]	δ [cm]	k_H [MN/m]
0.5	88	15.5	118
0.6	118	10.9	167
0.8	180	6.4	256
1.2	330	2.9	345

TABLEAU 21 : RAIDEUR KH DE LA FONDATION EN FONCTION DU DIAMETRE DU PIEU

D'après les valeurs des réactions d'appuis, on fait l'hypothèse que les pieux utilisés seront de diamètre 0.6 ou 0.8 m. Les résultats pour ces diamètres concordent avec la méthode de l'Eurocode 8 pour 1*G (15 % et 3% d'écart). Les différences proviennent de la valeur du module d'Young qui reste imprécise dans cette méthode. En effet, la méthode pressiométrique se base sur des résultats d'essais de sol in-situ qui sont beaucoup plus représentatifs du sol en place que la distinction par classes de sol. On retiendra une raideur d'appui de 200 000 KN/m pour les modélisations.

2.2. Dimensionnement des pieux

2.2.1. Portance des pieux

Pour dimensionner les fondations, on s'appuie sur le rapport géotechnique G11 de Fondasol. Celui-ci contient notamment des résultats d'essais préssiométriques dont un, le S2, relativement centré sur le projet (voir annexe n°17 et 18).

On calcule pour un pieu de type foré tubé avec virole récupérée qui est celui le plus employé. C'est un pieu de classe 1 et de catégorie 4. Il est mis en œuvre sans refoulement de sol. Avec un diamètre de Φ 800 mm, l'aire de la section du pieu vaut : A_b = 0,5026 m² et son périmètre P = 2,513 m.

Symboles et indices utilisés pour la suite des calculs :

- D : profondeur des pieux ;
- h : enfoncement du pieu dans la dernière couche ;
- p_{le}* : pression limite équivalente ;
- D_{ef} : hauteur d'encastrement effectif ;
- q_b : résistance unitaire de pointe ;
- R_b : résistance de pointe ;
- $\gamma_{R,d1}$: coefficient de modèle de calcul (= 1.4) ;
- $\gamma_{R,d2}$: coefficient de modèle de terrain (= 1.1) ;
- R_{bk} : résistance de pointe caractéristique ;
- γ_{rc} : facteur partiel de résistance (=1.1 à l'ELU) ;
- R_{bc} : résistance de pointe de calcul ;
- P : périmètre du pieu ;
- h_i : hauteur de chaque intervalle de p_l* ;
- q_{si} : frottement latéral unitaire de chaque intervalle de p_l* ;
- R_s : frottement latéral ;
- R_{sk} : frottement latéral caractéristique ;
- R_{sc} : frottement latéral de calcul ;
- R_c : résistance d'un pieu ;

La résistance R_c d'un pieu est déterminée de la façon suivante :

- En compression : $R_c = R_{bc} + R_{sc}$
- En traction : $R_c = R_{sc}$

Avec :

$R_{sc} = R_{sk} / \gamma_{rc}$ et $R_{bc} = R_{bk} / \gamma_{rc}$

$R_{sk} = R_s / (\gamma_{R,d1} * \gamma_{R,d2})$ et $R_{bk} = R_b / (\gamma_{R,d1} * \gamma_{R,d2})$

$R_s = \sum P * h_i * q_{si}$ et $R_b = q_b * A_b$

$q_{si} = \max \{ \alpha_{pieu\text{-}sol} * f_{sol} \, ; q_{s,max}\}$ et $q_b = k_p * p_{le}^*$

$f_{sol} = (a\, p_l^* + b)\,(1 - e^{-c\, p_l^*})$ et $p_{le}^* = \frac{1}{b+3*a}\int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z)dz$ avec a = max {B/2 ; 0.5}

{a;b;c} : tableau F.5.2.1 b = min {a ; h}

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*}\int_{D-h_d}^{D} p_l^*(z)dz \quad \text{avec } h_d = 10B$$

Dans l'Eurocode 7 fondations profondes [NF P 94-262], les valeurs de $\alpha_{pieu\text{-}sol}$ sont dans le tableau F.5.2.1, celles de a, b et c dan le tableau F.5.2.2 et celle de $q_{s,max}$ dans le tableau F.5.2.3. L'application numérique et les tableaux sont détaillés en annexe n°20.

- Valeurs des coefficients de sécurité :

Résistance	ELS caractéristique	ELS quasi permanent	ELU et ELA
Fût en compression	0,9	1,1	1,0
Fût en traction	1,1	1,5	1,0

TABLEAU 22 : FACTEURS PARTIELS DE RESISTANCE γ_{RC}

	Modèle de calcul : $\gamma_{R,d1}$		Modèle de terrain : $\gamma_{R,d2}$	
	Compression	Traction	Compression	Traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors catégorie 10 et 15	1,15	1,4	1,1	
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors catégorie 10 et 15	1,4	1,7		
Pieux de catégorie 10,15,17,18,19 et 20	2,0			

TABLEAU 23 : VALEUR DES COEFFICIENTS DE MODELE POUR LA METHODE PRESSIOMETRIQUE

On obtient les résultats suivants :

	ELS caractéristique		ELS quasi-permanent		ELU accidentelle	
	Compression	**Traction**	**Compression**	**Traction**	**Compression**	**Traction**
R_c (D = 0,6 m)	0,96	0,56	0,84	0,41	1,20	0,80
R_c (D = 0,8 m)	1,52	0,75	1,24	0,55	1,78	1,07
R_c (D = 1,2 m)	2,30	1,12	2,05	0,82	2,93	1,60

TABLEAU 24 : RESISTANCE DES PIEUX EN MN

2.2.2. VERIFICATION DE NON SOULEVEMENT DE LA FONDATION.

Sous un effort d'arrachement, le pieu mobilise le frottement latéral fût-sol. Cependant, le sol a une capacité limitée, voir nulle, de résistance à la traction. Son plan de rupture est incliné de $\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}$(φ : angle de frottement interne du sol). Le pieu entraîne donc avec lui un cône de terre dont l'angle au sommet vaut $\frac{\pi}{2}-\varphi$. Pour assurer le non soulèvement de la fondation, le poids de terre mobilisé doit donc être suffisant pour s'opposer à l'effort d'arrachement. Du fait de la proximité des pieux, des cônes peuvent en partie se superposer. Il faut donc faire attention à de ne pas prendre en compte un même volume de terre pour plusieurs arrachements de différents pieux. La vérification sur deux cônes sécants et au pieu soumis à l'arrachement maximum est détaillée en annexes n°21 et 22, dans les deux cas, le critère est vérifié.

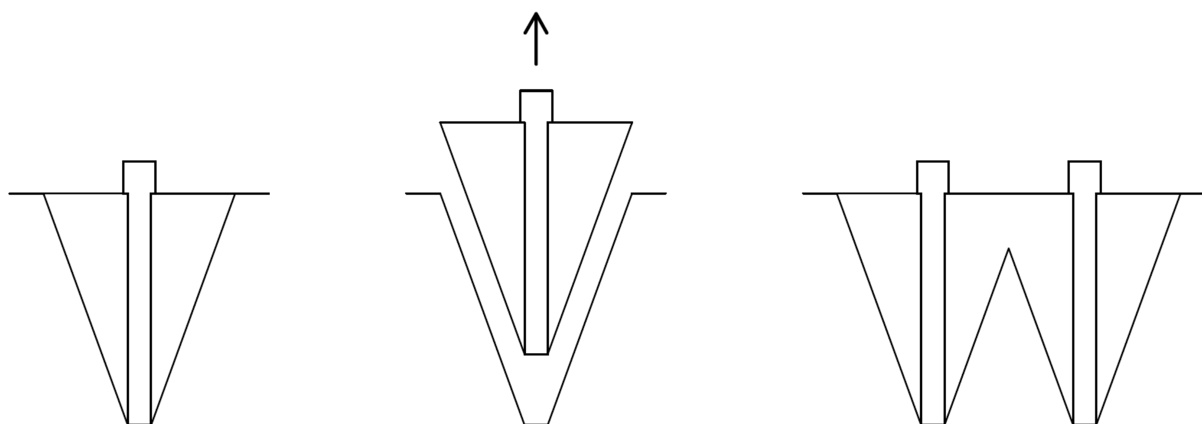


FIGURE 31 : PRINCIPE DE MOBILISATION DU CONE ET D'INTERACTION DE 2 CONES

2.3. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES EN TETE DE PIEU

La semelle en tête de pieu a pour rôle de transmettre les charges de la structure vers les pieux. L'Eurocode 2-1-1 recommande [art 9.8.1.] une conception suivant le modèle bielle tirant [art 6.5.]. Les valeurs de la hauteur H et de la largeur b de la semelle sont donc liées.

2.3.1. SEMELLE SUR UN PIEU

Le DTU 13.2, qui n'a pas été abrogé, préconise un débord b_d de la semelle par rapport au pieu de 1/8 de son diamètre Φ avec une valeur maximale de 15 cm. La largeur de la semelle est ainsi fixée.

L'effort se diffuse avec un angle de 45° à partir d'une profondeur d'au moins 50 mm. Connaissant la largeur a du l'élément porteur reposant sur la semelle on peut en déduire la hauteur minimale h de la semelle : $h = 2 * \frac{\Phi}{8} + \frac{\Phi - a}{2} + 2 * 50\ mm$. Celle-ci ne peut être inférieur à la longueur de scellement des aciers longitudinaux des pieux ni à la valeur minimale de 75 cm.

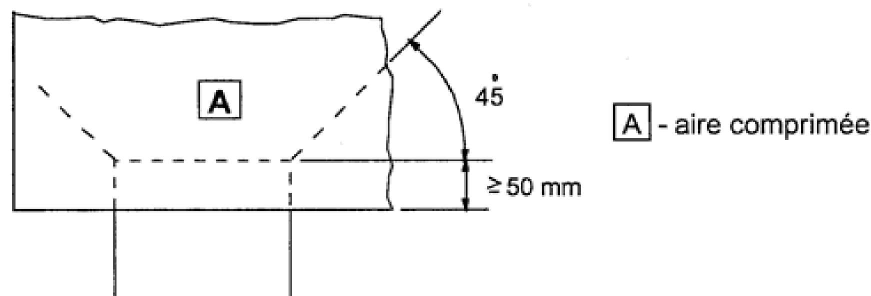


FIGURE 32 : SCHEMA DE LA SECTION COMPRIMEE DE LA SEMELLE SUR PIEU

Dans la plupart des cas, la largeur d'une semelle est supérieure à la moitié de sa hauteur. Cela nous place dans le cas d'une discontinuité totale. On peut donc vérifier que la bielle reste bien à l'intérieur de la semelle :

On en déduit l'effort de traction T à équilibrer avec des armatures :

$$T = \frac{1}{4}\left(1 - 0{,}7\ \frac{a}{h}\right)F$$

A cette section on additionne celle nécessaire à la résistance à l'effort tranchant.

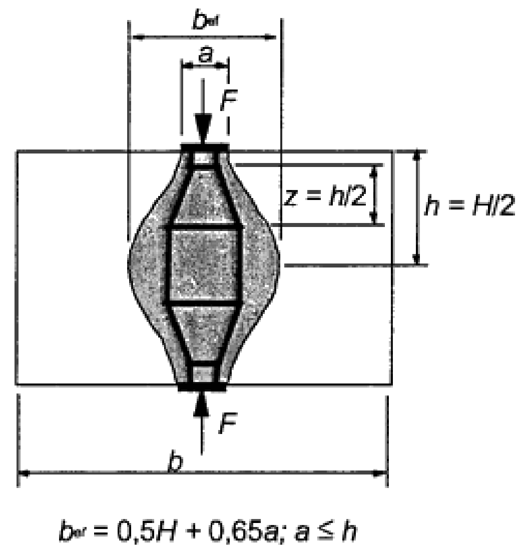


FIGURE 33 : SCHEMA DU CHEMINEMENT DE L'EFFORT DANS LA SEMELLE

2.3.2. SEMELLE SUI DEUX PIEUX

Un semelle qui fait la liaison entre un élément de le structure et deux pieux fonctionne sur le modèle bielle tirant d'une poutre-voile. Des armatures de traction sont à mettre en œuvre dans sa partie inférieure.

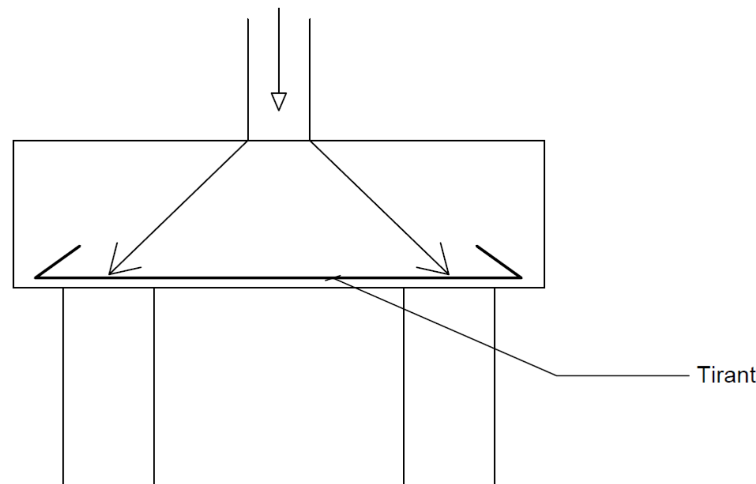


FIGURE 34 : SCHEMA DU MODELE BIELLE-TIRANT DANS LA SEMELLE

2.4. DETERMINATION DU FERRAILLAGE D'UN PIEU

Dans ce projet, les pieux sont considérés comme articulés en tête. Sous combinaisons sismiques on observe des efforts horizontaux importants et dimensionnants pour le ferraillage. Le ferraillage de chacune des combinaisons accidentelles est étudié. On retrouve alors des sollicitations de flexion composée dans le fût. Pour obtenir la valeur du moment maximum dans le fût, on modélise le pieu sous Robot. On étudie en exemple ici le pieu le plus chargé horizontalement.

2.4.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ARMATURES DE FLEXION DU FUT

En première approche, le ferraillage est déterminé de la même façon que pour les voiles. Comme on se trouve dans le cas d'une section circulaire, on raisonne sur une section rectangulaire équivalente, c'est-à-dire avec la même inertie et le même bras de levier des aciers tendus.

	Section circulaire de diamètre D	Section rectangulaire de hauteur h et largeur b
Bras de levier d	$\frac{D}{2}+\frac{(D-2*c_{min})*\sqrt{2}}{\pi}$	$0{,}9*h$
Moment quadratique I	$\frac{\pi*D^4}{64}$	$\frac{b*h^3}{12}$

TABLEAU 25 : RELATIONS GEOMETRIQUES ENTRE DES SECTIONS RECTANGULAIRES ET CIRCULAIRES

2.4.2. VERIFICATION AVEC LE DIAGRAMME D'INTERACTION N-M

Développée pour le ferraillage des voiles, la méthode de prédimensionnement en flexion composée n'est plus assez fiable dans le cas d'une section circulaire. En effet les armatures tendues sont réparties régulièrement. De plus la simplification de la loi parabole rectangle du béton par un rectangle équivalent n'est valable que dans le cas où la largeur de na section est constante. A ce niveau, l'Eurocode demande de réduire de 10 % la valeur de résistance du béton lorsque la largeur de la section décroit en se rapprochant de la fibre comprimée extrême. Ici dans une section circulaire, la largeur croît et/ou décroît selon la position de l'axe neutre.

Il est donc important dans le calcul de rester au plus proche de la réalité. C'est pourquoi il existe les abaques présentant des couples de moment réduit et effort normal réduit résistants pour une densité donnée d'armatures.

Pour tracer une courbe d'interaction, on impose à la section, des déformations allant de la traction pure à la compression pure. On va d'un extrême à l'autre en passant par les trois pivots. A chaque étape donnée, les armatures (comprimées ou tendues) et le béton ont chacun une déformation imposée. Dans cette situation, chacun d'eux à une capacité de résistance. On en déduit donc un effort normal résistant et un moment résistant. En parcourant pas à pas toutes les positions possibles, on définit des couples (N-M). Placés dans un diagramme, ces points définissent la résistance extrême du pieu pour une section d'armatures données.

Pour déterminer la contribution de la section d'armatures, on divise cette dernière en différentes zones. Par convention, le quart supérieur est la zone la plus comprimée (ou moins tendue, selon la déformation imposée). Les sollicitations des aciers dépendent de la position de l'axe neutre dans la section. (voir figure 33 ci-dessous).

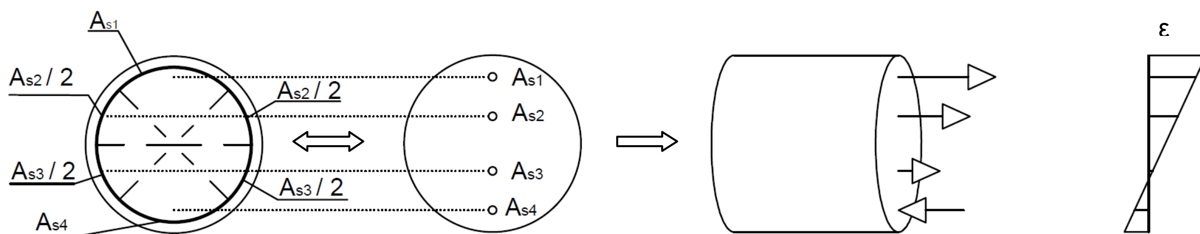


FIGURE 35 : SCHEMA DE LA CONTRIBUTION DES ACIERS SUIVANT UNE DEFORMATION DONNEE

Il est nécessaire de connaitre aussi la contribution du béton et des différents aciers de la section. L'intégration de la parabole rectangle sur une portion de cercle est possible. Elle fait l'objet d'une mise en équation de la parabole et du domaine d'intégration suivant une seule variable : la position de l'axe neutre dans la section. La résolution analytique, bien que lourde, est envisageable car on a un produit de fonctions trigonométriques et polynomiales que l'on

peut résoudre méthodiquement. Cependant, lorsque l'on se trouve au pivot C, la section est entièrement comprimée et la parabole est tronquée. La mise en équation est alors plus complexe. Pour obtenir un résultat approché on discrétise le cercle en polygones (voir figure 34 ci-dessous). Plus le pas est petit, plus la méthode s'approche de la réalité, dans notre cas on prendra un centième de diamètre. Pour un diamètre inférieur à 1,2 m la différence d'aire entre la section réelle et celle approximée est de 0,1 %. Cette méthode est fiable.

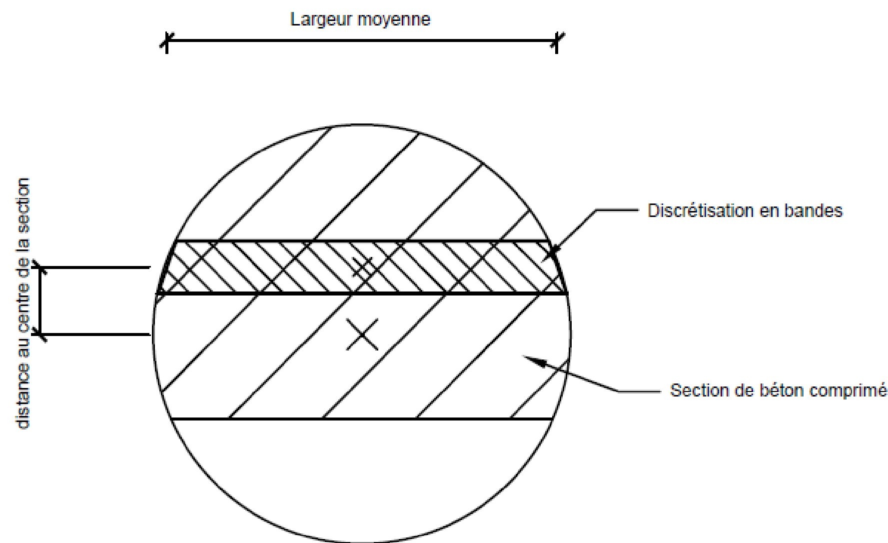


FIGURE 36 : DISCRETISATION DE LA SECTION

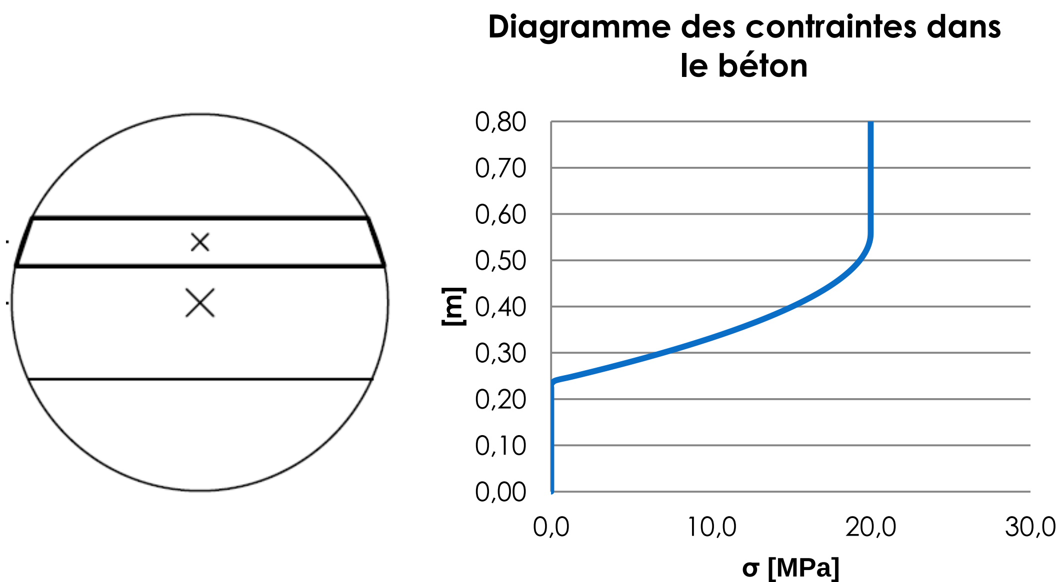


FIGURE 37 : CONTRAINTE DANS UNE BANDE SUIVANT LA PARABOLE RECTANGLE

On peut ainsi définir pour chaque bande de cercle une largeur moyenne et une contrainte moyenne, soit la contribution en flexion et en compression d'une bande de cercle. La somme de ces bandes représente la résistance du béton. Pour qu'une telle méthode soit exploitable dans un tableur, on passe par la création d'une macro en langage VBA.

Comme on connait la contribution des aciers et du béton pour une sollicitation (N-M) donnée, on peut déduire un point du diagramme d'interaction. En faisant varier les efforts et des sections d'acier, on trace les abaques (voir annexe n°23). On peut ainsi vérifier que pour une section d'acier, on se trouve dans le domaine admissible par l'interaction (annexe n°24).

En utilisant la section d'armatures calculée par la même méthode que les voiles (mais adaptée à des sections circulaires), on vérifie que cette section définit un domaine à l'intérieur duquel se trouve le torseur d'efforts agissants (N-M) de chaque combinaison, voir figure 36).

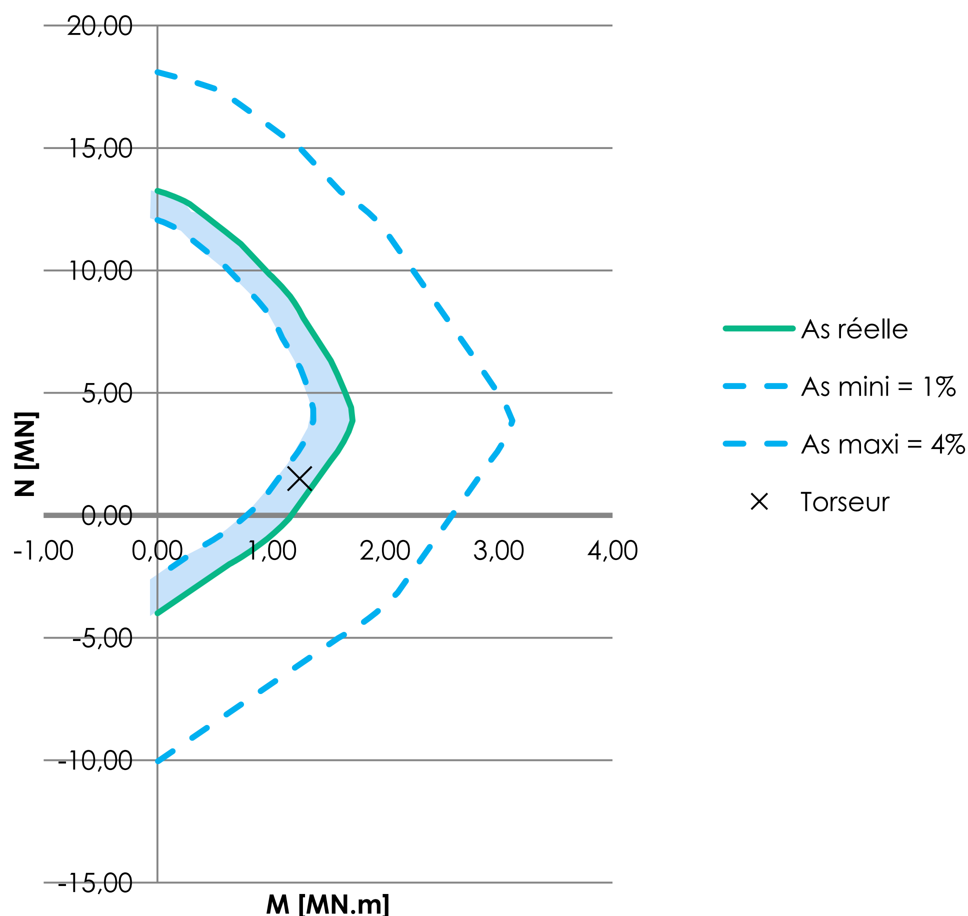


FIGURE 38 : DIAGRAMME D'INTERACTION POUR UNE SECTION CIRCULAIRE DE DIAMETRE 0,8 M

2.4.3. COMPARAISON DES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL D'ARMATURES

Pour des couples (N-M), allant de la compression pure à la traction pure, sur une section de diamètre 0,8 m, les sections d'acier calculées ont été déterminées par trois méthodes :

- les abaques
- la méthode de prédimensionnement manuelle
- le logiciel de calcul diffusé par Socotec

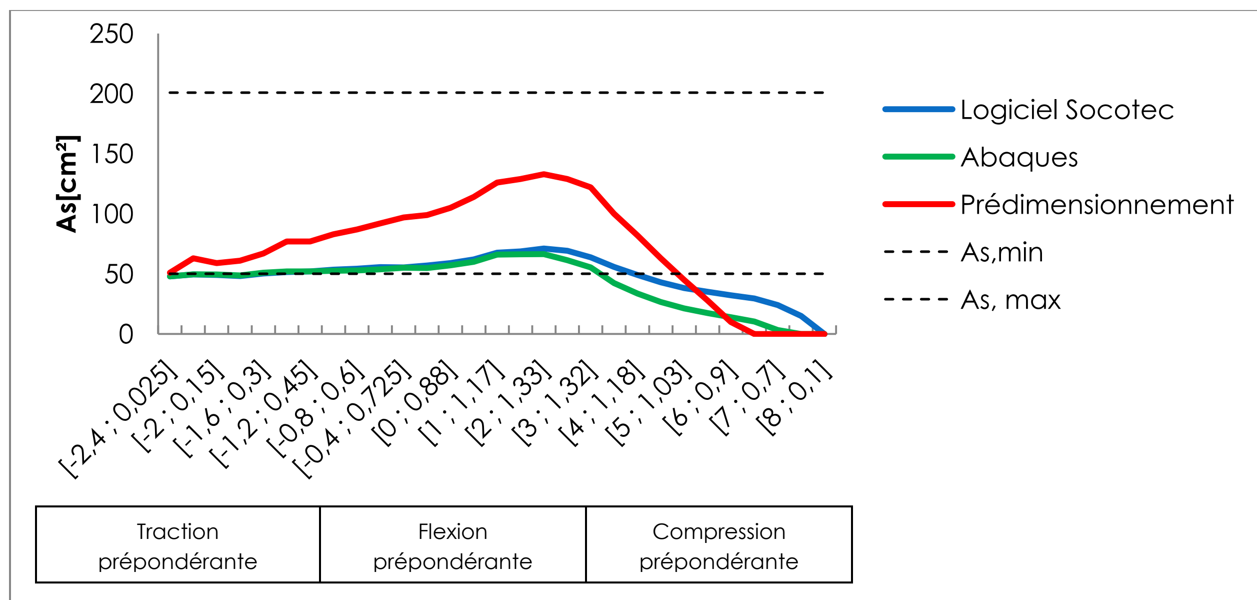


FIGURE 39 : COMPARAISON DES SECTIONS D'ACIER NECESSAIRES POUR DES COUPLES (N-M) POUR UNE SECTION DE DIAMETRE 0,8 M

- Zone où la traction est prépondérante : les abaques et le logiciel Socotec déterminent des sections d'armatures très proches. La méthode de prédimensionnement surdimensionne légèrement.
- Zone où la flexion est prépondérante : le prédimensionnement détermine une section d'aciers beaucoup plus importante que les deux autres méthodes. Le logiciel Socotec demande plus d'aciers que les abaques à mesure que l'effort de compression est plus important.
- Zone où la compression est prépondérante : dans cette zone, la section d'acier diminue rapidement avec l'augmentation de la compression. Elle finit par sous-dimensionner la section.

On note également que si l'on reste dans l'intervalle où on ferraille plus qu'avec la section minimale, la méthode de prédimensionnement est celle qui calcule la plus grande section d'aciers.

2.5. Dispositions constructives relatives aux pieux

2.5.1. Dispositions generales

2.5.1.1. L'Eurocode 2-1-1

L'Eurocode 2-1-1 a des exigences seulement pour les pieux forés [EC2-1-1 9.8.5.]. Une section minimale d'armatures longitudinales doit être engagée, celle-ci dépend de la section du pieu [EC2-1-1 Tableau 9.6N] (voir annexe n°25).

On doit compter au minimum 6 barres de diamètre supérieur ou égal à 16 mm et espacées de 200 mm maximum. Si le pieu est soumis à de la traction (cas des tirants) les armatures doivent être ancrées droits.

Nota : les critères de l'Eurocode 2 pour les pieux forés sont les mêmes que ceux du DTU 13.2.

2.5.1.2. Le DTU 13.2

Le DTU 13.2 précise des dispositions à prendre sur les armatures longitudinales et transversales. Elles sont semblables pour les différents types de pieux.

Pour les pieux battus exécutés en place et soumis à des efforts de flexion, le DTU exige la mise en place d'une cage d'armatures avec un enrobage minimal de 4 cm.

- Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent de préférence être d'une seule longueur. Si ce n'est pas possible, les recouvrements doivent concerner un tiers des barres maximum dans section de pieu. On doit compter au moins 5 barres de diamètre minimal de 12 mm qui représentent au minimum 0.5 % de la section du pieu.

- Armatures transversales

Les armatures longitudinales doivent avoir un diamètre supérieur à 5 mm et être espacées entre 10 et 20 cm. Pour les pieux façonnés à l'avance, l'espacement est réduit de moitié au niveau des extrémités sur une longueur de 6*Φ.

2.5.1.3. Dispositions sismiques suivant Eurocode 8 pour une structure DCM

L'Eurocode définit des zones particulières du pieu où celui-ci doit être armé, avec des armatures de confinement, de la même manière qu'au niveau des rotules plastiques dans un poteau [EC8-1 5.8.4. (1)P].

Les zones concernées sont :

- en tête de pieu sur une longueur égale à 2*Φ sous la semelle
- au changement de couche de sol sur à 2*Φ de part et d'autre

Pour cela dispositions à prendre sont indiquées à l'article 5.4.2.2 de l'EC8-1 relatif aux poteaux. La densité d'armatures ω_{wd} requise dans ces zones est vérifiée de la même façon que pour les zones de confinement dans les voiles (voir 1.5.3.) avec $\omega_v = 0$, soit :

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\varphi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0{,}035$$

Ici les pieux ont une section circulaire d'où :

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(1 - s/2D_o\right)^2$$

Avec : $D_o = b_o$

b_o et s sont définis ci-dessous

La densité minimale $\omega_{wd,min}$ dans les zones critiques est de 8 %.

Les conditions extrêmes exigent un pourcentage d'armatures longitudinales compris entre 1 % et 4 % [EC8-1 5.4.3.2.2 (1)P] et un espacement maximal de 200mm de ces barres [EC8-1 5.4.3.2.2 (11b)]. Les armatures de confinement doivent avoir un diamètre d'au moins 6 mm et un espacement s vérifiant :

$$s = \min\{b_o/2 \ ; 175 \ ; 8d_{bL}\}$$

Avec : b_o : largeur du noyau confiné, voir figure en annexe n°26

d_{bL} : diamètre des armatures longitudinales. Il vaut au moins 12 mm suivant le DTU 13.2 et 16 mm pour les pieux forés suivant l'Eurocode 8.

2.5.2. Tableau recapitulatif DTU 13.2, EC2 et EC8 pour les pieux en DCM

Valeur	Pieux	Critère	Norme	Article
As,min	forés	• 0.5 % Ac si Ac < 0.5 m² • 25 cm² si 0.5 m² < Ac < 1.0m² • 0.25 % Ac si Ac >1.0m²	EC2	9.8.5.
Barres longitudinales				
Section	battus tous	≥ 0.5 % Ac Entre 1 % et 4 %	DTU 13.2 EC8-1	3.1.2.1.3 5.4.3.2.2 (1)P
Nombre	battus forés	5 6	DTU 13.2 EC2	2.1.2.1 9.8.5.
Diamètre mini	battus forés autres	12 mm 16 mm 8 mm	DTU 13.2 EC2 EC2	3.1.2.1.3 9.8.5. 9.8.1.
Espacement maxi	battus forés tous	20 cm nu à nu 200 mm 200 mm	DTU 13.2 EC2 EC8-1	3.1.2.1.3 9.8.5. 5.4.3.2.2 (11b)
Ancrage	forés	seulement si effort de traction		
Enrobage mini	battus	4 cm	DTU 13.2	3.1.2.1.5
Barres transversales				
Diamètre mini	battus tous	5 mm 6 mm	DTU 13.2 EC8-1	2.1.2.1 5.4.3.2.2 (10)
Espacement maxi	battus tous	20 cm et réduit de moitié sur 6*Φ aux extrémités $\geq b_o/2\,; 175\,; 8 * d_{bL}$	DTU 13.2 EC8-1	3.1.2.1.3 5.4.3.2.2 (11a)
Zones à confiner comme des poteaux				
Longueur des zones critiques	tout	2*Φ (sous la semelle, de part et d'autre d'un changement de couche)	EC8-1	5.8.4.
$\alpha * \omega_{wd}$		$\geq 30 * \mu_{\varphi} * v_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.035$	EC8-1	5.4.3.2.2 (17)P
$\omega_{wd,min}$	tous	8 %	EC8-1	5.4.3.2.2 (9)

TABLEAU 26 : TABLEAU RECAPITULATIF EC2, EC8 ET DUT 13.2 DES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LES PIEUX

2.6. Ferraillage des longrines parasismiques

Afin d'évier les déplacements relatifs entre les fondations, un réseau de longrines parasismiques relie les semelles en tête de pieu. Elles travaillent en traction ou en compression. Les dimensions minimales données à l'article [EC8-1 5.8.2 (3) + AN] exigent une hauteur et une largeur minimales de 0,30 m. la section d'aciers longitudinaux doit reprendre un effort de traction de :

$$0{,}3 * \alpha * S * N_{Ed}$$

Où N_{Ed} est la moyenne des efforts verticaux agissants sur les éléments que la longrine relie. On a : a = agr (sol de classe A) / g ici 1,1 / 9,81. On rappelle que dans le cas de notre projet, a*S = 0,17.

Dispositions minimales pour les armatures longitudinales [EC8-1 5.8.2 (5) + AN] :

- section minimale de 3 cm²
- densité minimale : 0,2 % sur chaque face latérale.

Un calcul de ferraillage est détaillé en annexe n°29.

2.7. Exemple de ferraillage pour l'appui 15

2.7.1. Ferraillage du fut et de la semelle en tete de pieu

Le calcul est mené pour le pieu n°15 qui est le plus chargé horizontalement. On rappelle que d'après les résultats de son dimensionnement, il a une longueur de 8 m et en diamètre de 0,80 m. Le moment est maximal dans la section à une profondeur -2m de la tête (voir diagrammes en annexe n°27). On a donc le torseur suivant :

N_{Ed} = 628 kN (compression)
M_{Ed} = 308 kN.m
T_{Ed} = 100 kN

Nota : on a précédemment fait l'hypothèse que le sol avait la même raideur quelque soit la profondeur où l'on se trouve. De plus les pieux sont articulés en tête. Avec ces conditions, on peut utiliser les abaques de RdM pour calculer le moment maximal dans le pieu sans passer par une modélisation sur un logiciel. Dans le cas de ce pieu, M_{Ed} : 320 kN.m.

- Ferraillage du fût

On déduit pour un diamètre D = 0,8 m, une section rectangulaire équivalente h = 0.81m x b = 0.46 m et pour D = 0,6 M, h = 0.59 m et b = 0.37 m

On obtient alors les sections d'acier réelles nécessaires par la méthode de prédimensionnement. Pour ce pieu de diamètre 0.8m, A_{sL} = 2.31 cm² par quart de section d'où $A_{sL,mini}$ = 4* A_{sL}. On choisit 6 HA16 : $A_{s,réelle}$ = 12,06 cm². Aucune armature transversale n'est requise (détail des calculs en annexe n°28).

Le calcul avec le diagramme d'interaction donne une section d'armatures de 6,8 cm². 6 HA 16 sont donc suffisants.

- Ferraillage de la semelle

La semelle en tête de pieu reçoit un voile de 0,30 m d'épaisseur qui transmets une charge verticale de 628 kN. Elle a une hauteur de 1,30 m.

$$T = \frac{1}{4}\left(1 - 0{,}7\ \frac{a}{h}\right)F$$

a = 0,30 m
h = 1,10m
F = 628 kN

D'où la section d'acier nécessaire A_s : A_s = T / f_{yd}. A_s = 0.127 / 500 soit 2.54 cm² à répartir dans les deux directions.

Choix : 3 Cadres HA8 : $A_{s,réelle}$ = 3,02 cm²

2.7.2. Dispositions pour le pieu n°15 :

- 0,5 m² < A_c < 1,0m² d'où $A_{s,min}$ = 25 cm²
- $A_{sL,min}$ = 0,01 * 0,503 soit 50,3 cm², soit 17 HA20 : As = 53.40 cm²
- ω_{wd} = 0,02 < $\omega_{wd,min}$ = 0,08, soit un volume minimal d'armatures dans les zones de confinement de 0,00161m³/ml de pieu d'où A_{st} = 7,32 cm²/ml : HA 12 esp 15 cm

Plan de ferraillage en annexe n°30

CONCLUSION

A travers ce projet de fin d'études, j'ai étudié la structure d'un bâtiment en béton armé dans sa globalité. La définition des hypothèses de chargement et sur l'ensemble du bâtiment a permis de commencer l'étude par un prédimensionnement statique des dalles, poutres et poteaux de tout le bâtiment. Cette étape, faite en dialogue avec l'architecte et les bureaux d'étude fluides, a abouti sur une structure pouvant servir de base utilisable par tous les acteurs dans la suite du projet.

L'étude sismique a été menée sur deux logiciens de calcul aux éléments finis (Robot Structural Analysis et Graitec Advance Design). Avant de débuter l'étude dynamique du bâtiment, la première modélisation d'une structure simple confrontée au calcul manuel a révélé des erreurs qui ensuite ont persisté dans la modélisation du bâtiment. Il est apparu qu'une analyse sismique de Robot 2014 présente des problèmes de paramétrage qui ont été résolu dans la version 2015. De plus, Robot éprouve des problèmes quant à la gestion de concentration de contraintes en pied de voiles. Des erreurs apparaissent également lorsque l'on introduit des appuis élastiques à la base de la structure. En revanche Graitec propose des résultats cohérents et validés par le calcul manuel.

La comparaison d'un même modèle sur deux logiciels a permis de poser un avis critique sur les résultats qui en ressortent. En tant qu'ingénieur, c'est un recul qu'il faut savoir garder quant à la manipulation de ces logiciels.

L'exploitation des résultats de l'analyse sismique a ensuite conduit à la réalisation d'outils de calcul pour le dimensionnement et le ferraillage des voiles. On obtient ainsi les aciers longitudinaux, transversaux et de glissement à mettre en œuvre. Le dimensionnement des éléments constitutifs des fondations (fûts des pieux, semelles en tête de pieu et longrines parasismiques) suit les Eurocodes 7 et 8. Le ferraillage des pieux à fait l'objet de la réalisation de diagrammes d'interaction (N-M). Les dispositions constructives sur la géométrie et du ferraillage des voiles et des pieux permettent de créer des noyaux de béton confiné afin que ce dernier n'éclate pas. Ces critères ont été synthétisés à partir du corpus des Eurocodes. Cette partie montre l'importance de la compréhension des Eurocodes et des phénomènes mécaniques.

Ce projet m'a permis d'aborder la conception d'un bâtiment avec toute la réflexion qu'il y a avec. J'ai pu aussi développer mes compétences en termes de méthodes de calcul et de compréhension des phénomènes physiques mis en jeu dans les structures. Cela me paraît être un bagage de connaissances, nécessaire pour tout jeune ingénieur et important en tant que futur architecte. En effet, dans l'optique de poursuivre mes études avec un diplôme en architecture, cette expérience en bureau d'études structure me donnera par la suite la possibilité d'avoir une vision plus transversale d'un projet. C'est une qualité qui est de nos jours de plus en plus recherchée afin de produire des projets optimisés à tous niveaux.

BIBLIOGRAPHIE

Davidocivi Victor avec D. Corvez, A. Capra, S. Ghavamian, V. Le Corvec, C. Saintjean – Pratique du calcul sismique – Guide d'application, AFNOR Editions, Editions Eyrolles, 2013

Davidovici Victor, S. Lambert – Fondations et procédés d'amélioration de sol sismique – Guide d'application, AFNOR Editions, Editions Eyrolles, 2013

Davidovici Victor – Moniteur référence technique – La construction en zone sismique, Le Moniteur, 1999

DTU 13.2 : Travaux de fondations profondes pour le bâtiment

Eurocode 1 EN 1991 : Actions sur les structures

Eurocode 2 EN 1992 : Calcul des structures en béton

Eurocode 8 EN 1998 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

Philipponnat Gerrard, B. Hubert – Fondations et ouvrages en terre, Editions Eyrolles, 1997

Plumier André, Degée Hervé - Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8, 2011

Roux Jean – Pratique de l'Eurocode 2, Eyrolles, 2009

Saintjean Claude – Introduction aux règles de construction parasismique – Applications courantes de l'EC8 à la conception des bâtiments, AFNOR Editions, Editions Eyrolles, 2014